

การวิเคราะห์อุณหภูมิโค้งเคาะของโครงสร้างทางรถไฟด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

นาย สรวิชญ์ มาจันทร์ 6230538721

นางสาว สิริวรรณ แต่งวงศ์วาฬ 6230559921

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาวิชาโครงการวิศวกรรมโยธา

ตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2565

Buckling temperature analysis of railway track using FEM

Mr. Sorawish Machan 6230538721

Ms. Siriwan Tangwongwan 6230559921

A Senior Project Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements  
For the Degree of Bachelor of Engineering Program in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2022

หัวข้อโครงการงาน	การวิเคราะห์อุณหภูมิโก่งเดาะของโครงสร้างทางรถไฟด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์ เอลิเมนต์
โดย	นาย สรวิชญ์ มาจันทร์ นางสาวสิริวรรณ แต่งวงศ์วาท
อาจารย์ที่ปรึกษา	อาจารย์ ดร.ชยุตม์ งามโขนง

## บทคัดย่อ

ในปัจจุบันโครงการรถไฟนั้นได้เพิ่มขึ้นอย่างมากในประเทศไทย โดยได้มีวัตถุประสงค์ของโครงการคือเพิ่มความจุ ลดระยะเวลาในการเดินทาง และความสะดวกรวดสบาย อย่างไรก็ตามโครงสร้างรางรถไฟที่เพิ่มขึ้นนั้นควรมีการบำรุงรักษาโครงสร้างให้อยู่ในสภาพที่ดีอยู่เสมอ นอกจากการลดประสิทธิภาพที่เกิดขึ้นจากความหนาแน่นของบุคคล แล้วสิ่งแวดล้อมยังมีอิทธิพลอย่างมากโดยเฉพาะอย่างยิ่ง ภาวะโลกร้อนที่เกิดขึ้นในปัจจุบัน อาจทำให้เกิดความเสี่ยงต่อโครงสร้างรางที่ทำให้เกิดการโก่งเดาะได้ ซึ่งอาจทำให้เกิดการสูญเสียทรัพย์สินจำนวนมากมหาศาล

อุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นนั้นส่งผลให้รางรถไฟชนิดเชื่อมต่อเนื่อง (Continuous Welded Rail) ซึ่งเป็นรางที่ใช้ในปัจจุบัน เกิดความเค้นเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง อาจส่งผลให้ความเค้นที่เพิ่มขึ้นนั้นเกินค่าความต้านทานของรางรถไฟ โดยในปัจจุบันได้มีการศึกษาและวิเคราะห์การโก่งเดาะของรางรถไฟอย่างมาก แต่สำหรับรางรถไฟขนาด 1 เมตร (meter gauge) ซึ่งเป็นรางรถไฟที่ถูกใช้เป็นหลักในประเทศไทยนั้น ยังไม่ได้ศึกษามากอย่างที่ควร ในงานวิจัยฉบับนี้จึงได้ทำการวิเคราะห์อุณหภูมิที่สามารถต้านทานการโก่งเดาะได้ด้วยวิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (Linear Analysis) โดยการจำลองโมเดลแบบ 3 มิติ (Three-dimensional railway track model) ด้วยโปรแกรม LS-DYNA ในการวิเคราะห์นั้นได้เพิ่มพารามิเตอร์ที่ส่งผลต่อความต้านทานการโก่งเดาะ ได้แก่ ชนิดของหมอนรองทาง (Sleeper) ,หินโรยทาง (Ballast), และการจำลองแรงที่เกิดขึ้นภายในน้ำหนักรางรถไฟ ผลลัพธ์จากการวิจัยนี้จะช่วยให้วิศวกรระบบรางเข้าใจพฤติกรรมของการโก่งเดาะและช่วยให้ตระหนักในการบำรุงรักษารางรถไฟให้ดีขึ้น

Title	Buckling temperature analysis of railway track using FEM
Students	Sorawish Machan Siriwan Tangwongwan
Advisor	Chayut Ngamkhanong, Ph.D.

---

## Abstract

Presently, the railway project in Thailand has significantly expanded. The objectives of the project include increasing capacity, reducing travel time, and improving convenience. However, the increased infrastructure should be consistently maintained in good condition. In addition to the decrease in efficiency caused by overcrowding, the environment also plays a significant role. The current global warming situation poses a risk to the railway infrastructure, potentially leading to significant asset losses. The rising temperatures have resulted in increased continuous welded rail (CWR) expansion. This continuous expansion may exceed the resistance limit of the railway tracks or losing stability. There are a lot of studies and analysis have been conducted on track buckling. However, limited research has been done specifically on the 1-meter gauge tracks that extensively used in Thailand. In this research, the analysis of temperature effects on track buckling was conducted using linear analysis and a three-dimensional railway track model by simulated in the LS-DYNA software. And considering the parameters what affecting track buckling resistance, such as sleeper type, ballast, and forces that cause by wheel load from train, were included. The results of this study will provide insights for railway engineers to understand track buckling behavior and raise awareness of the importance of consistent maintenance and upkeep of railway tracks.

Key words: Railway track; Track buckling; Meter gauge

## กิตติกรรมประกาศ

ปริญญาานิพนธ์นี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยความกรุณาจากอาจารย์ที่ปรึกษา อาจารย์ ดร.ชยุตม์ งามขำโนง ที่ให้คำปรึกษาและชี้แนะทางการแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นในการปริญญาานิพนธ์นี้ ตลอดจนให้ความรู้และอบรมสั่งสอนจนบรรลุเป้าหมายที่ตั้งใจไว้ด้วยดีทุกประการ

ขอกราบขอบคุณพระบิดา มารดาและคนในครอบครัวที่คอยให้กำลังใจและช่วยเหลือ รวมถึงบุคคลอื่นๆ ที่ไม่ได้กล่าวชื่อนามที่มีส่วนช่วยในปริญญาานิพนธ์นี้ได้สำเร็จไปได้ด้วยดี คณะผู้จัดทำ ขอขอบคุณไว้ ณ ที่นี้

สำหรับคุณประโยชน์อันพึงเกิดจากปริญญาานิพนธ์นี้ ขอมอบให้แก่คณาจารย์ที่เคารพทุก ท่าน ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ซึ่งเป็นสถานที่ให้ความรู้และประสบการณ์ในการทำปริญญาานิพนธ์ฉบับนี้

คณะผู้จัดทำ

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ .....	ก
Abstract.....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญรูป .....	ช
บทที่ 1 บทนำ .....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญ .....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	2
1.3 ขอบเขตการวิจัย.....	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ .....	2
บทที่ 2 ทบทวนวรรณกรรมและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง .....	3
2.1 โครงสร้างทางรถไฟ .....	3
2.2 เสถียรภาพทางรถไฟ (Railway Track Stability).....	5
2.2.1 Axial force in rail.....	6
2.2.2 Critical Buckling load .....	7
2.3 Eigen Value Analysis.....	8
2.4 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	10
บทที่ 3 ระเบียบวิธีวิจัย.....	12
3.1 Finite Element Modelling (FEM).....	12
3.2 Material properties.....	13
3.3 Load case.....	17
บทที่ 4 ผลการดำเนินงานวิจัย.....	18

4.1 Model Validation.....	18
4.2 Parametric Study.....	19
4.2.1 Lateral Resistance .....	19
4.2.2 Rail Section .....	22
4.2.3 Traction Force .....	29
4.2.3.1 กรณีน้ำหนักจากล้อรถไฟ คร่อมรางรถไฟ.....	29
4.2.3.2 กรณีน้ำหนักจากล้อรถไฟ ตกอยู่กลางรางรถไฟ .....	33
4.2.4 Buckling shape .....	38
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัย.....	63
เอกสารอ้างอิง .....	65

## สารบัญตาราง

ตารางที่ 3.1 Material properties	14
ตารางที่ 3.2 Section properties	15
ตารางที่ 3.3 Spring stiffness	16
ตารางที่ 4.1 Buckling temperatures for model validation (°C)	19
ตาราง 4.2 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบไม่มีแรงลากจูงที่ใช้ หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS80	39
ตาราง 4.3 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบไม่มีแรงลากจูงที่ใช้ หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS100	41
ตาราง 4.4 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบไม่มีแรงลากจูงที่ใช้ หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS80	43
ตาราง 4.5 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบไม่มีแรงลากจูงที่ใช้ หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS100	45
ตาราง 4.6 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณี น้ำหนักล้อรถไฟพร้อมรางรถไฟ ที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS80	47
ตาราง 4.7 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณี น้ำหนักล้อรถไฟพร้อมรางรถไฟ ที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS100	49
ตาราง 4.8 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณี น้ำหนักล้อรถไฟพร้อมรางรถไฟ ที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS80	51
ตาราง 4.9 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณี น้ำหนักล้อรถไฟพร้อมรางรถไฟ ที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS100	53
ตาราง 4.10 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณี น้ำหนักล้อรถไฟอยู่ที่กลางสแปน ที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS80	55



ตาราง 4.11 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณี น้ำหนักล้อรถไฟอยู่ที่กลางสแปน ที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS100	57
ตาราง 4.12 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณี น้ำหนักล้อรถไฟอยู่ที่กลางสแปน ที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS80	59
ตาราง 4.13 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณี น้ำหนักล้อรถไฟอยู่ที่กลางสแปน ที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS100	61

## สารบัญรูป

รูปที่ 2.1	โครงสร้างทางแบบมีหินโรยทาง	4
รูปที่ 2.2	โครงสร้างทางแบบไม่มีหินโรยทาง	4
รูปที่ 2.3	รางรถไฟแบบ Joint track	5
รูปที่ 2.4	Continuously Welded Rail	5
รูปที่ 2.5	การเปลี่ยนแปลงความยาวของคานที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ	6
รูปที่ 2.6	แรงตามแนวแกนที่กระทำที่ปลายของคาน	7
รูปที่ 2.7	การเกิด buckling แบบ Snap-through buckling	8
รูปที่ 2.8	การเกิด buckling แบบ Progressive buckling	8
รูปที่ 2.9	Buckling Path	9
รูปที่ 2.10	Linear Buckling Path	9
รูปที่ 3.1	Ballasted railway track modelling	13
รูปที่ 3.2	Thermal load	17
รูปที่ 4.1	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็ง เกร็งของแรงดัดข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS80 หมอนรองทางชนิดไม้ โดย มีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ได้แก่ 12, 24, 36, 48 และ 60 เมตร	20
รูปที่ 4.2	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็ง เกร็งของแรงดัดข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS100 หมอนรองทางชนิดไม้ โดย มีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ได้แก่ 12, 24, 36, 48 และ 60 เมตร	20
รูปที่ 4.3	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็ง เกร็งของแรงดัดข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS80 หมอนรองทางชนิดคอนกรีต โดยมีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ได้แก่ 12, 24, 36, 48 และ 60 เมตร	21
รูปที่ 4.4	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็ง เกร็งของแรงดัดข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS100 หมอน รองทางชนิดคอนกรีต โดยมีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ได้แก่ 12, 24, 36, 48 และ 60 เมตร	21
รูปที่ 4.5	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งของแรงดัดข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS80 และ BS100 และมีหมอนรองทางชนิดไม้โดยมีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้ง ด้านข้าง ขนาด (a) 12 m, (b) 24 m, (c) 36 m, (d) 48 m และ (e) 60 m	22

รูปที่ 4.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแรงดึงของแรงด้านข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS80 และ BS100 และมีหมอนรองทางชนิดคอนกรีตโดยมีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ขนาด (a) 12 m, (b) 24 m, (c) 36 m, (d) 48 m และ (e) 60 m	27
รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง (m) ของรางชนิด BS80 ของหมอนรองทางชนิดไม้ และคอนกรีต	28
รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง (m) ของรางชนิด BS100 ของหมอนรองทางชนิดไม้ และคอนกรีต	28
รูปที่ 4.9 แบบจำลองกรณีน้ำหนักจากล้อรถไฟคร่อมรางรถไฟ	29
รูปที่ 4.10 แบบจำลองกรณีน้ำหนักจากล้อรถไฟอยู่กึ่งกลางสเป้น	29
รูปที่ 4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแรงดึงด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้ และหน้าตัดราง BS80 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ	30
รูปที่ 4.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแรงดึงด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้ และหน้าตัดราง BS100 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ	30
รูปที่ 4.13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแรงดึงด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและหน้าตัดราง BS80 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ	31
รูปที่ 4.14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแรงดึงด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและหน้าตัดราง BS100 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ	31
รูปที่ 4.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแรงดึงด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้และหน้าตัดราง BS100 และ BS80 โดยมีค่าแรงลากจูง 0.2	32

รูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความ แข็งเกร็งด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและ หน้าตัดราง BS100 และ BS80 โดยมีค่าแรงลากจูง 0.2	32
รูปที่ 4.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความ แข็งเกร็งด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้ และหน้าตัด ราง BS80 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ	33
รูปที่ 4.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความ แข็งเกร็งด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้ และหน้าตัด ราง BS100 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ	34
รูปที่ 4.19 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความ แข็งเกร็งด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและ หน้าตัดราง BS80 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ	34
รูปที่ 4.20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความ แข็งเกร็งด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและ หน้าตัดราง BS100 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ	35
รูปที่ 4.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความ แข็งเกร็งด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้และหน้าตัด ราง BS100 และ BS80 โดยมีค่าแรงลากจูง 0.2	35
รูปที่ 4.22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความ แข็งเกร็งด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและ หน้าตัดราง BS100 และ BS80 โดยมีค่าแรงลากจูง 0.2	36
รูปที่ 4.23 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความ แข็งเกร็งด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้และหน้าตัด ราง BS80 โดยมีค่าแรงลากจูง 0.2 ของ กรณีไม้ใส่แรงในแกน และกรณี A , B	37

รูปที่ 4.24 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป ( $^{\circ}\text{C}$ ) กับ ความ  
แข็งเกร็งด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและ  
หน้าตัดราง BS80 โดยมีค่าแรงลากจูง 0.2 ของกรณีไม่ใส่แรงในแกน และกรณี A ,  
B

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1. ที่มาและความสำคัญ

ในปัจจุบัน โลกของเรากำลังเผชิญหน้ากับภาวะโลกร้อนที่ส่งผลให้โลกของเรามีอุณหภูมิเฉลี่ยที่สูงขึ้น ซึ่งส่งผลกระทบต่อระบบขนส่งทางรางที่ถือว่าเป็นระบบขนส่งสามารถขนส่งได้ในปริมาณมาก และเป็นรูปแบบขนส่งที่ยั่งยืนอย่างมากในปัจจุบันเนื่องจากในการขนส่งทางถนนสัญจรอาจไม่เหมาะสมสำหรับขนส่งในปริมาณมาก โดยหนึ่งในส่วนที่สำคัญของระบบขนส่งทางรางคือโครงสร้างทางและโครงสร้างทางไม่มีประสิทธิภาพเนื่องจาก ไม่มีการวางแผนเพื่อซ่อมบำรุงที่ดี อีกทั้งไม่ได้ถูกใช้อย่างเต็มที่ โดยพบว่าอุณหภูมิที่เพิ่มสูงขึ้นมีผลกระทบต่อโครงสร้างทางรถไฟรูปแบบที่มีหินโรยทาง (Ballasted track) และเชื่อมต่อกันต่อเนื่อง (Continuous Welded Rail) เนื่องจากรางรถไฟแบบเชื่อมต่อกันต่อเนื่องได้เริ่มใช้กันอย่างแพร่หลายในหลายประเทศซึ่งในรางรถไฟชนิดนี้ สามารถลดการสั่น (Vibration) ที่เกิดขึ้นและสามารถลดแรงกระแทก (Impact load) ได้สูงขึ้นอีกทั้งผู้โดยสารยังมีความรู้สึกปลอดภัยมากกว่า เมื่อโครงสร้างเหล็กที่เป็นส่วนหนึ่งในระบบรางเกิดการขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิที่สูงขึ้นทำให้เกิดแรงอัดขึ้นภายในโครงสร้างทางรถไฟ ถ้าหากแรงอัดมีขนาดมากขึ้นจนเกินขีดกำลังต้านทานการโก่งเดาะ (Buckling Strength) รางรถไฟนั้นก็จะเกิดการวิบัติแบบโก่งเดาะ (Buckling Failure) ขึ้นในแนวระนาบ

จากข้อมูลสถิติอุณหภูมิสูงที่สุดในช่วงฤดูร้อนของประเทศไทยในช่วง 10 ปีที่ผ่านมาพบว่าประเทศไทยมีอุณหภูมิสูงสุดถึง 44.6 องศาเซลเซียสและมีแนวโน้มที่จะสูงขึ้น นอกจากนี้อุณหภูมิรางรถไฟนั้นอาจสูงกว่าอุณหภูมิโดยรอบได้ถึง 20 องศาเซลเซียส และเมื่อรวมกับการเสียดสีของทางรถไฟกับล้อรถไฟแล้วนั้นอาจทำให้อุณหภูมิของรางรถไฟสูงขึ้นอีก เมื่ออุณหภูมิของรางรถไฟสูงกว่าค่า SFT (Stress free temperature) ซึ่งเป็นอุณหภูมิที่ทำให้ความเครียดในรางเป็น 0 จะทำให้รางรถไฟเกิดการขยายตัว แต่เนื่องจากปลายของรางรถไฟสามารถยึดออกได้อย่างอิสระ แต่ในส่วนตรงกลางของรางนั้นไม่สามารถยึดขยายได้ทำให้เกิดแรงในแนวแกนที่เพิ่มขึ้น ส่งผลให้เกิดความเสียหายของทางรถไฟ เกิดการโก่ง คด งอขึ้นได้ ซึ่งส่งผลให้เกิดความเสียหายทั้งในโครงสร้างรางรถไฟ และอาจทำให้เกิดอุบัติเหตุในผู้ใช้บริการระบบขนส่งทางรางได้

ปัญหาการโก่งเดาะของรางรถไฟเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมินั้นยังถือว่าเป็นปัญหาที่สำคัญและมีโอกาสที่จะเกิดมากขึ้นในอนาคตเนื่องจากภาวะโลกร้อนที่ทำให้อุณหภูมิโลกสูงขึ้น ส่งผลให้เกิดงานวิจัยนี้ขึ้นเพื่อศึกษาผลกระทบต่อโครงสร้างทางรถไฟในประเทศไทยที่มีขนาดทางแบบ 1 เมตร (meter gauge track) เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ และหาแนวทางการป้องกันการโก่งเดาะของทางรถไฟเนื่องจากอุณหภูมิอย่างยั่งยืน

## 1.2 วัตถุประสงค์

- 1.) เพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงของโครงสร้างทางรถไฟเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ
- 2.) เพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมการโก่งเดาะของรถไฟทางคู่เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ
- 3.) เพื่อหาแนวทางการป้องกันการโก่งเดาะของทางรถไฟเนื่องจากอุณหภูมิ

## 1.3 ขอบเขตการวิจัย

ศึกษาพฤติกรรมการโก่งเดาะของโครงสร้างรถไฟทางคู่ขนาด 1 เมตร ชนิดมีชั้นหินโรยทางซึ่งเป็นโครงสร้างทางรถไฟของประเทศไทย ศึกษาผลของ แรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นจากการเดินรถและอุณหภูมิที่ทำให้รางรถไฟเกิดการโก่งเดาะ และวิเคราะห์หน้าตัดของรางรถไฟกับความสามารถในการต้านอุณหภูมิ

สร้างแบบจำลองโครงสร้างทางรถไฟด้วยโปรแกรม LS-DYNA เพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างทางรถไฟด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ และวิเคราะห์การโก่งเดาะของโครงสร้างทางรถไฟแบบเชิงเส้น (Linear Buckling Analysis) และศึกษาตัวแปรที่ส่งผลกระทบต่อ เช่น ขนาดของราง น้ำหนักบรรทุกทุกของรถไฟ และผลของหินโรยทาง

ศึกษาหาแนวทางการป้องกันการโก่งเดาะของโครงสร้างทางรถไฟ และหาแนวทางเพิ่มประสิทธิภาพของโครงสร้างทางรถไฟให้สามารถต้านทานอุณหภูมิที่มีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นในอนาคต สามารถเพิ่มข้อจำกัดทางด้านความเร็ว ในช่วงเวลาที่มีอุณหภูมิสูง และปรับปรุงมาตรฐานการเดินรถไฟให้ปลอดภัยต่อผู้ใช้งานมากขึ้น

## 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1.) เข้าใจพฤติกรรมการโก่งเดาะเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของโครงสร้างทางรถไฟไทย ให้สามารถป้องกันการเกิดอันตรายต่อโครงสร้างทางรถไฟและผู้ใช้งานระบบขนส่งทางรางในอนาคตได้
- 2.) สามารถหาค่ากำลังต้านทานที่ปลอดภัยของโครงสร้างทางรถไฟ รวมถึงตัวแปรที่เกี่ยวข้อง
- 3.) การวิจัยช่วยป้องกันการเกิดการโก่งเดาะของโครงสร้างทางรถไฟเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ
- 4.) การวิจัยเป็นส่วนช่วยในการปรับปรุงโครงสร้างทางรถไฟของประเทศไทยให้มีประสิทธิภาพมากขึ้น
- 5.) เข้าใจถึงความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิกับโครงสร้างทางรถไฟ ที่มีโอกาสเกิดความเสียหายขึ้นได้

## บทที่ 2

### ทบทวนวรรณกรรมและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

งานวิจัยนี้ศึกษาผลของการโก่งเดาะของโครงสร้างทางรถไฟขนาด 1 เมตร โดยจะพิจารณาผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป ซึ่งผู้วิจัยทำการสืบค้นข้อมูลและทฤษฎีจากงานวิจัยที่เกี่ยวข้องในอดีตเพื่อหาแนวทางในการวิจัย

#### 2.1 โครงสร้างทางรถไฟ

โครงสร้างทางรถไฟในปัจจุบันสามารถแบ่งได้สองประเภทคือ ballasted track และ ballastless track

**2.1.1 Ballasted track** คือโครงสร้างทางแบบมีหินโรยทาง โดยจะหินโรยทางจะวางอยู่ใต้หมอนรองทางเพื่อให้แรงกระจายตัวออกไปให้มากที่สุดและช่วยลด stress ที่กระจายลงพื้น และวางอยู่ด้านข้างของหมอนรองทางด้วยเพื่อช่วยรักษาเสถียรภาพของระบบรางทั้งแนวตามขวางและแนวยาว โครงสร้างทางแบบมีหินโรยทางนี้จะประกอบไปด้วย

ก. รางรถไฟ (Rail) เป็นชิ้นส่วนหลักตามยาวที่ช่วยนำทางล้อรถไฟให้วิ่งไปตามทางและมีความราบเรียบ รวมถึงรับน้ำหนักของล้อรถไฟและกระจายน้ำหนักไปยังหมอนรองรางและพื้นต่อไป เพื่อไม่ให้เกิดการแอ่นตัวมากเกินไประหว่างจุดรองรับ

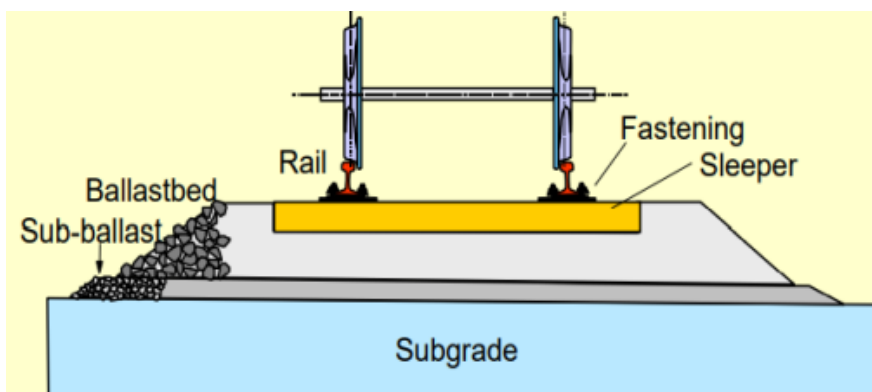
ข. ระบบยึดจับรางรถไฟ (Fastening System) เป็นชิ้นส่วนที่ใช้ยึดรางรถไฟกับหมอนรองทางเข้าด้วยกัน เพื่อให้เกิดการต้านทานในแนวยาวและต้านทานการหมุน เป็นตัวช่วยกระจายน้ำหนักจากรางลงไปที่หมอนรองทาง และช่วยดูดซับการสั่นและแรงกระแทกจากน้ำหนักรถไฟด้วย

ค. หมอนรองราง (Sleeper) เป็นชิ้นส่วนที่จับกับรางรถไฟให้อยู่กับที่ไม่ให้เกิดขยับ ช่วยให้ขอบรางทั้งสองเส้นมีระยะที่เท่ากัน รวมทั้งช่วยถ่ายน้ำหนักจากรางลงสู่หินโรยทางและพื้นใต้หินต่อไป

ง. หินโรยทาง (Ballast) เป็นส่วนที่ช่วยยึดหมอนรองรางให้อยู่ในสภาพคงที่โดยให้เกิดการเปลี่ยนตำแหน่งน้อยที่สุด ช่วยกระจายน้ำหนักจากชิ้นส่วนด้านบนลงสู่ดินคันทาง ช่วยลดเสียงของรถไฟและเป็นวัสดุที่สามารถระบายน้ำได้ดี

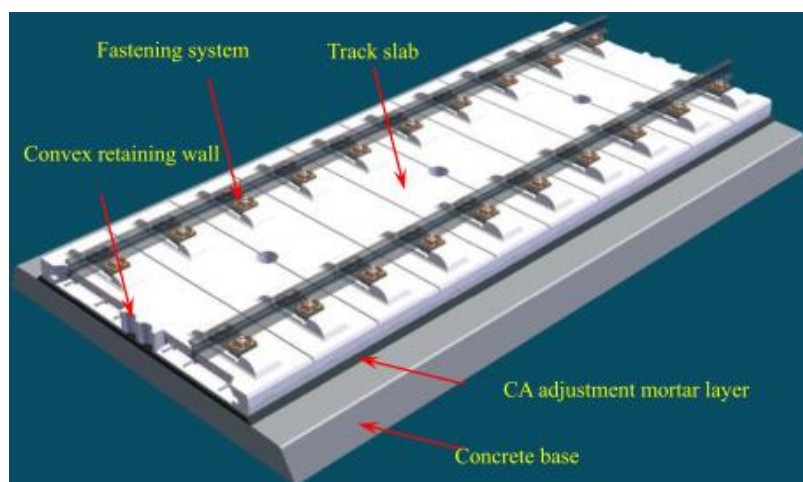
จ. ชั้นรองหินโรยทาง (Sub-ballast) เป็นชั้นที่หินมีขนาดเล็กกว่าชั้นหินโรยทาง ช่วยกระจายน้ำหนักลงสู่ชั้นดินคันทาง ป้องกันการแทรกซึมของดินเดิมที่ชั้นหินโรยทาง รวมทั้งป้องกันการดันกลับของน้ำด้านล่างขึ้นสู่ชั้นหินโรยทาง





รูปที่ 2.1 โครงสร้างทางแบบมีหินโรยทาง (Grabcad Axle load in railway 2022)

2.1.2 Ballastless track คือโครงสร้างแบบไม่มีหินโรยทาง เป็นโครงสร้างทางที่มีองค์ประกอบเหมือนกับโครงสร้างทางแบบมีหินโรยทาง แต่ใช้พื้นคอนกรีตเพื่อรองรับทางรถไฟแทนที่ชั้นหินโรยทางและชั้นรองหินโรยทาง ที่ทำหน้าที่กระจายน้ำหนัก และช่วยให้ทางรถไฟมีเสถียรภาพ โดยในปัจจุบันโครงสร้างนี้จะนิยมใช้กับรถไฟความเร็วสูง และสามารถแบ่งชนิดของพื้นคอนกรีตได้เป็น 4 แบบคือ floating slab, direct fixation, embedded sleeper, และ embedded rail



รูปที่ 2.2 โครงสร้างทางแบบไม่มีหินโรยทาง

สำหรับโครงสร้างรางรถไฟในปัจจุบันที่นิยมใช้มีอยู่ 2 ประเภทคือ Joint track และ Continuously welded rail (interface damage mechanism 2021)

2.1.3 รางรถไฟประเภท Joint track เป็นรางรถไฟที่มีขนาดสั้น การวางต่อกันจะทำให้เกิดช่องว่างระหว่างกัน โดยในการเชื่อมสองรางเข้าติดกันจะใช้แผ่นเหล็กประกบยึดตรงราง (Fishplates) เชื่อมรางเข้าด้วยกัน สำหรับการเกิดการโก่งเดาะ เนื่องจากมีช่องว่างให้ยึดขยายได้ในช่วงปลายและเป็นรางที่มีขนาดสั้นทำให้แรงที่เกิดจากการยึดหดของอุณหภูมินั้นไม่มีผลมากนักเนื่องจากยึดหดได้อย่างอิสระ จากช่องว่างระหว่างรางกับรางนั้นทำให้เกิดแรงกระแทก (Impact load) สูงกว่าค่าปกติ และเกิดการซ่อมบำรุงบ่อย อีกทั้งผู้โดยสารอาจรู้สึกไม่สบายใจจากการสั่นสะเทือนของช่องว่างดังกล่าว



รูปที่ 2.3 รางรถไฟแบบ Joint track

**2.1.4 รางรถไฟประเภท Continuously Welded Rail** เป็นรางรถไฟที่ขนาดยาวกว่า Joint track เป็นรางรถไฟที่สร้างมาจากโรงงานแล้วนำมาเชื่อมเมื่อใช้งาน เป็นโครงสร้างรางที่ยอมให้รางรถไฟเกิดผลของการเปลี่ยนแปลงความยาวจากอุณหภูมิ และเกิดแรงดึงในราง ดังนั้นจึงมีค่า Stress Free temperature (SFT) คือค่าที่ทำให้ความเค้นในรางเป็นศูนย์ ณ อุณหภูมิหนึ่ง โดยส่วนใหญ่จะยาวมากกว่า 100 เมตรในแต่ละราง



รูปที่ 2.4 Continuously Welded Rail

เนื่องจากรางรถไฟประเภท Continuously Welded Rail เป็นรางรถไฟแบบเชื่อมกันต่อเนื่อง การยืดขยายของรางรถไฟจากค่าอุณหภูมิที่สูงกว่าค่า SFT นั้น ทำให้ส่วนกลางของรางรถไฟชนิดดังกล่าวไม่สามารถยืดหดได้ ทำให้เกิดแรงในแนวแกน (Axial Force) และจากผลของแรงลากจูง (Traction Force) ของรถไฟ ทำให้ตัวรางรถไฟมีความเสี่ยงในการโก่งเดาะสูง

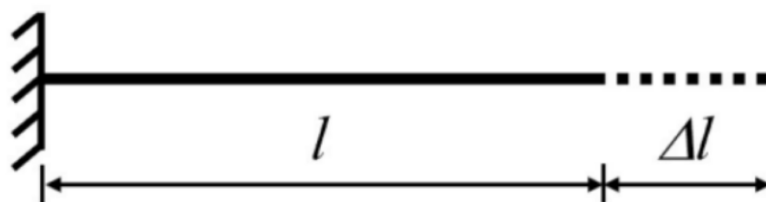
## 2.2 เสถียรภาพทางรถไฟ (Railway Track Stability)

เสถียรภาพ หรือ Stability ในความหมายทางด้านวิศวกรรมโยธาหมายถึง เสถียรภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างอาคาร ( Structural Stability) แต่ในด้านของโครงสร้างรางรถไฟ Stability

หมายถึงความสามารถในการต้านทานการเกิด Buckling โดยในทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการ Buckling จะสามารถแบ่งได้เป็น Axial force in rail และ Critical buckling load

### 2.2.1 Axial force in rail

เนื่องจากทางรถไฟที่กำลังศึกษามีลักษณะเป็น Continuously Welded Rail (CWR) เมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิเกิด Thermal Expansion ขึ้นทำให้เหล็กที่ทำหน้าที่เป็นราง เกิดการขยายและหดตัว รูปที่ 2.1 แสดงให้เห็นถึงการจำลองโมเดลของรางอย่างง่าย โดยปลายด้านหนึ่งถูก Fixed อีกด้านหนึ่งปล่อยให้อิสระ ผลของ Thermal Expansion ทำให้เกิด ความยาวที่เปลี่ยนแปลงไป คือ  $\Delta l$



รูปที่ 2.5 การเปลี่ยนแปลงความยาวของคานที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ  
(Ngamkhanong (2022))

การเปลี่ยนแปลงจะแปรผันตรงกับสมบัติของวัสดุที่เรียกว่า Thermal Expansion Coefficient,  $\alpha$  การเปลี่ยนแปลงของความยาวสามารถคำนวณจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิได้ ดังนี้

$$\Delta l = \alpha \Delta T l \quad (2.1)$$

โดยที่  $\Delta l$  คือความยาวที่เปลี่ยนแปลงไป

$\alpha$  คือ Thermal expansion Coefficient

$\Delta T$  คืออุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป  $T_{\text{after}} - T_{\text{before}}$

$l$  คือความยาว

หากกำหนดให้ปลายทั้ง 2 ข้าง เป็นลักษณะ fixed เพื่อต้านการหมุนและการเคลื่อนที่ การยืดขยายจากผลของ Thermal expansion จะทำให้เกิดแรง Axial Force ตามแนวแกน โดยสามารถหาได้ดังต่อไปนี้

$$P = EA\alpha\Delta T \quad (2.2)$$

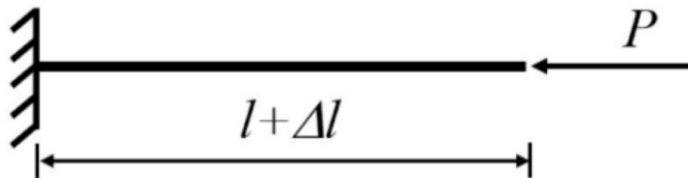
โดยที่  $E$  คือ young modulus of steel

$A$  คือ rail cross section area

$\alpha$  คือ Thermal expansion of steel ( $1.17 \times 10^{-5} 1/^{\circ}\text{C}$ )

$\Delta T$  คือ อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป  $T_{\text{rail}} - T_{\text{SFT}}$

โดยที่ Stress-Free Temperature (SFT) เป็นจุดอ้างอิงอุณหภูมิที่ไม่ทำให้รางรถไฟเกิดแรงดึง (Tension) หรือแรงอัด (Compression) ณ อุณหภูมิอื่นๆ โดยในประเทศไทยได้มีการกำหนดค่า SFT ไว้ที่ 27 องศาเซลเซียส



รูปที่ 2.6 แรงตามแนวแกนที่กระทำที่ปลายของคาน (Ngamkhanong (2022))

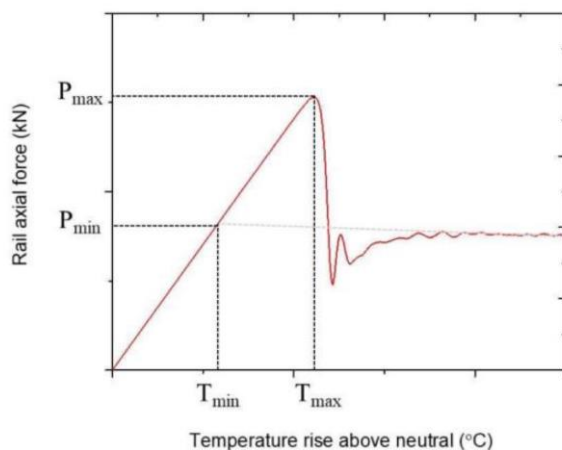
### 2.2.2 Critical Buckling load

การเกิด Buckling ในรางรถไฟขึ้นกับความสามารถในการทนต่ออุณหภูมิของโครงสร้างทางรถไฟ โดย Critical buckling load สามารถคำนวณได้จาก Euler Formula ดังต่อไปนี้

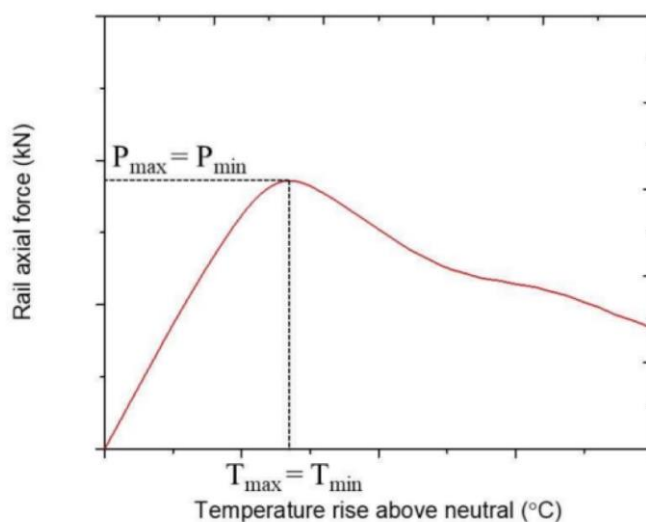
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (2.3)$$

โดยที่  $P_{cr}$  คือ the critical buckling load  
 $L$  คือ buckling length  
 $E$  คือ modulus of elasticity  
 $I$  คือ moment of inertia  
 $K$  คือ effective length factor

การเกิด Buckling จะมี 2 รูปแบบได้แก่ Snap-through buckling ดังรูป ที่ 2.3 และ Progressive buckling ดังรูปที่ 2.4 โดยเมื่อสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง อุณหภูมิและแรงตามแนวแกน (Axial force) พบว่า ในแบบ Snap-through buckling การเกิด Buckling จะส่งผลให้แรง Axial force ลดลงแบบฉับพลัน ในขณะที่เดียวกันการเกิดแบบ Progressive buckling จะทำให้แรง Axial force ค่อยๆ ลดลง



รูปที่ 2.7 การเกิด buckling แบบ Snap-through buckling  
(Ngamkhanong 2022)

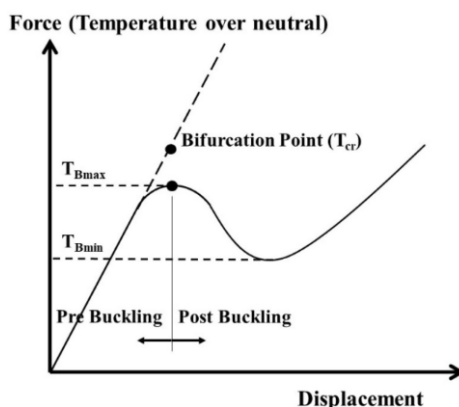


รูปที่ 2.8 การเกิด buckling แบบ Progressive buckling  
(Ngamkhanong 2022)

### 2.3 Eigen Value Analysis

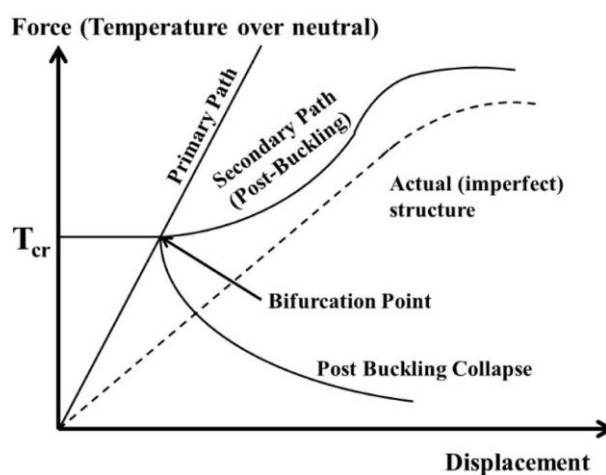
ในการศึกษาจะใช้ทฤษฎีการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (Linear analysis) เพื่อหา Buckling temperature ในการใช้วิธีการดังกล่าวทำให้สามารถลดเวลาในการศึกษาได้ ช่วงที่ทำให้เกิด Buckling จะอยู่ระหว่างอุณหภูมิสูงสุดที่ทำให้เกิดการ Buckling ( $T_{Bmax}$ ) และ อุณหภูมิต่ำสุด ( $T_{Bmin}$ ) และอุณหภูมิที่แยกระหว่าง Pre-Buckling state และ Post-Buckling state คือจุดที่เรียกว่า Bifurcation Point ( $T_{cr}$ ) โดยอุณหภูมิต่ำสุดเป็น ( $T_{Bmin}$ ) เป็น Lower Bound ที่ทำให้รางเกิดการ

Buckling ได้หากมีพลังงานที่เพียงพอ และหากอุณหภูมิต่ำกว่าค่านี้อาจจะไม่ทำให้รางเกิดการ Buckling ซึ่งสามารถอ้างอิงเป็น Safe Temperature ได้เช่นเดียวกัน



รูปที่ 2.9 Buckling Path (Ngamkhanong 2020)

ในการวิเคราะห์แบบ eigen buckling analysis ผลที่ออกมาจะได้ค่าเดียว ค่านั้นคือ Bifurcation Point หลังจากการเกิด Buckling, Post buckling state จะไม่ตาม Primary path และใน Secondary Slope สามารถมีความชันเป็นทั้งบวกและลบได้



รูปที่ 2.10 Linear Buckling Path (Ngamkhanong 2020)

สมการที่แสดงถึงรูปที่ 2.5 คือ

$$|K + \lambda K_g| = 0 \quad (2.4)$$

และรูปที่ 2.6 คือ

$$Kx = -\lambda K_g x \quad (2.5)$$

โดยที่ K คือ global stiffness matrix

X คือเวกเตอร์ที่แสดงถึง buckling mode

$\lambda$  คือ buckling load factor (BLF)

ในการศึกษาด้วยวิธีดังกล่าว eigenvalue analysis เป็นการคาดการณ์ค่า buckling temperature ที่อาจมีค่าที่มากกว่าปกติได้

## 2.4 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Srivastava et al. (2016) วิเคราะห์ผลของ thermal load ที่เกิดจากการเบรก ทำให้เกิดการถ่ายเทอุณหภูมิไปยัง wheel-rail interface ส่งผลให้บริเวณผิวสัมผัสระหว่างล้อรถไฟและรางนั้นมีอุณหภูมิที่สูงขึ้นและเกิด defect ต่างๆตามมาเช่น hotspot, shelling, spalling, และ corrugation รวมถึงผลของ frictional heat ที่ถูกกระตุ้นขึ้นจากการเบรกเป็นสาเหตุให้เกิด rail chill effect ส่งผลให้เกิด defect และ thermomechanical fatigue system ได้

Ngamkhanong et al. (2020) ศึกษาพฤติกรรมการเกิด การโก่งเดาะของ Interspersed Railway Tracks โดยในการทดลองได้ศึกษาผลของ หมอนรองไม้และ ผลของ หมอนรองคอนกรีต โดยใช้วิธีการ Finite Element Modeling (FEM) จำลองโมเดลทั้งหมด 5 โมเดล คือ Concrete Track, Timber Track, "1 in 2" interspersed track, "1 in 3" interspersed track และ "1 in 4" interspersed track อีกทั้งการวิเคราะห์โดยใช้ Linear Eigenvalue Analysis ในการศึกษาทดลองได้มี Eigen Vector ซึ่งแสดงถึง Buckling mode พบว่าในการใช้ หมอนรองคอนกรีต มีแนวโน้มที่จะเพิ่มแรงต้านการเสีรूपของรางด้วยอุณหภูมิมากกว่าการใช้ หมอนรองไม้ ได้ถึง 25 % และเนื่องด้วยผลจาก ค่าความแข็งกึ่งของแรงบิด ที่มีส่วนในการช่วยในการป้องกันการเกิด การโก่งเดาะ คอนกรีตสามารถรับอุณหภูมิได้สูงกว่าไม้ ในค่า Nominal Torsional Resistance เดียวกัน

Ngamkhanong et al. (2021) ศึกษาผลของ การโก่งเดาะ จากการ เสื่อมสภาพ ของหินโรยทาง หรือ Ballast และผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป โดยใช้วิธี 3D Finite Element Modelling (FEM) จากโปรแกรม LS-DYNA โดยพิจารณาให้มีโครงสร้างทางแบบมีหินโรยทาง และการปนเปื้อนของหินโรยทาง ที่สภาวะต่างกัน รวมถึงกำลังรับแรงต้านข้าง ที่ได้จากการจำลอง Unconstrained length ที่ต่างกันส่งผลถึง Buckling Temperature ทำให้สามารถหา Allowable Temperature ที่ได้จาก Safety Criteria ที่สามารถป้องกันการเกิดการโก่งเดาะ ในรางได้ที่สภาวะที่มีหินโรยทาง ต่างๆกัน

Ngamkhanong et al. (2021) ศึกษาพฤติกรรมของการโก่งเดาะ ของ Interspersed Railway Track โดยในการวิเคราะห์ดังกล่าวแบ่งเป็นสองส่วน คือ Eigenvalue Analysis และ Non-linear explicit analysis โดยในส่วนแรกเป็นการทำนายอุณหภูมิที่ทำให้เกิดการโก่งเดาะ และรูปแบบการโก่งเดาะ ในส่วนของ Non-linear Analysis เป็นการรวมทุกกระบวนการ ทั้งก่อนและหลังการเกิดการโก่งเดาะ ในวิธีการทดลองได้ใช้วิธีการ Finite Element Model ในการหาพฤติกรรมของการโก่งเดาะ จากการศึกษาผลการทดลองด้วยวิธีดังกล่าวพบว่าในการทดลอง การใช้หมอนรองทางเป็น

คอนกรีตสามารถเพิ่มอุณหภูมิที่จะทำให้รางเกิดการโก่งเดาะ ได้มากกว่าและการที่ทำให้ตัวรางมีการ Restrained สามารถช่วยลดการเกิดการโก่งเดาะได้อย่างมีนัยยะ

Ngamkhanong et al. (2021) ศึกษาผลของ 3D Finite Element Models เพื่อวิเคราะห์ผลของกำลังรับแรงด้านข้างในโครงสร้างทางแบบมีหินโรยทาง วิธีการทดลองใช้ Discrete Element Modelling (DEM) ในการศึกษาใช้ผลของหมอนรองไม้ และหมอนรองคอนกรีต และผลของการเสื่อมสภาพของหินโรยทาง พบว่าหินโรยทางที่สะอาดที่มี Ballast Shoulder ให้กำลังรับแรงด้านข้างสูงเมื่อเทียบกับหินโรยทางที่มีการปนเปื้อน และหมอนรองคอนกรีตให้กำลังรับแรงด้านข้างสูงกว่าหมอนรองไม้

จากผลการศึกษาในอดีต ตัวแปรที่ทำให้เกิดความเสียหายในการโก่งเดาะนั้น มีผลของหมอนรองทาง, หินโรยทาง, อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป เนื่องจากผลของการศึกษาดังกล่าวนั้นการศึกษา Standard gauge แสดงให้เห็นว่าในการศึกษาสำหรับรางรถไฟประเภท 1 เมตรนั้น ยังไม่มีการศึกษาที่หลากหลาย นอกจากนี้การทำ three-dimensional finite element model ในการวิเคราะห์ผลของการโก่งเดาะจากอุณหภูมิของรางรถไฟประเภทดังกล่าวยังไม่มากพออีกด้วย



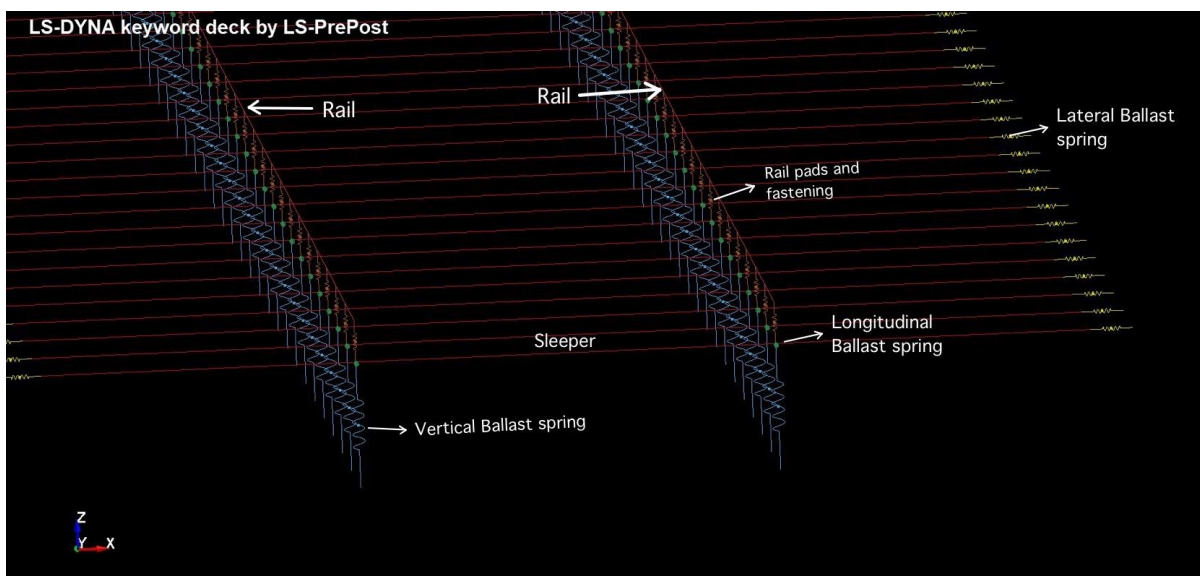
### บทที่ 3

#### ระเบียบวิธีวิจัย

การวิเคราะห์การโก่งเดาะของโครงสร้างทางรถไฟขนาด 1 เมตร โดยพิจารณาถึงผลของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป ซึ่งในการวิเคราะห์ที่ได้วิเคราะห์โครงสร้างทางรถไฟที่มีลักษณะแบบชั้นหินโรยทางและเป็นรางแบบเชื่อมต่อเนื่อง ซึ่งมีความเสี่ยงสูงต่อการโก่งเดาะในช่วงเวลาที่มีอุณหภูมิสูง ในการวิเคราะห์ดังกล่าวจะทำการจำลองโมเดลโดยใช้วิธี three-dimensional finite element model ขึ้นในโปรแกรม LS-DYNA (Livermore Software Technology Corporation (LSTC), 2018) และวิเคราะห์ผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปโดยใช้วิธีแบบ Linear Buckling Analysis โดยในวิธีดังกล่าวสามารถลดเวลาในการวิเคราะห์ได้มากกว่า Nonlinear Buckling Analysis ทำให้สามารถลดเวลาในการศึกษาได้ ในการวิเคราะห์ที่ได้คำนึงถึงแรงต้านทานด้านข้างรวมถึงตัวแปรที่เกี่ยวข้อง

#### 3.1 Finite Element Modelling (FEM)

ในการจำลองโมเดล Finite Element Modelling จะทำการใช้โปรแกรม LS-DYNA โดยออกแบบให้เป็นโครงสร้างทางรถไฟที่มีชั้นหินโรยทาง มีความยาว 60 เมตร และมี 100 Spans โดยมี Spacing 0.6 เมตร โดยกำหนดให้รางและหมอนรองทางเป็น Beam elements ที่คำนึงถึง Torsion, Flexural Deformation และ Shear deformation ในการสร้าง Beam Element ดังกล่าวจะทำการใช้ SECTION\_BEAM และ MAT\_ELASTIC โดยที่เพิ่มคุณสมบัติ ในการยึดหดตามอุณหภูมิเพื่อจำลองคุณสมบัติเหล็กโดย Keyword MAT\_ADD\_THERMAL\_EXPANSION สำหรับ Rail Pads และ Fasteners ที่เป็นส่วนประกอบโครงสร้างทางรถไฟ ทำการใช้ Translational Spring จำนวน 3 ชั้น เพื่อแทน Pad Stiffness ในแนวแกนทั้ง 3 ทิศทางและใช้ rotational spring จำนวน 1 ชั้นเพื่อใช้แทน fastener resistance สำหรับในส่วนของหินโรยทางนั้น ในโครงสร้างทางรถไฟมีผลของ Shoulder เป็นแรงที่กระทำด้านข้าง ในการจำลองผลดังกล่าวใช้เป็น Tensionless support spring โดยจะเชื่อมติดกับปลายทั้งสองฝั่งของ Sleeper แทน normal spring เนื่องจากทำให้รางรถไฟสามารถเคลื่อนที่ ผ่าน support โดยไม่คิดผลของ Tensile support (Ngamkhanong et al., 2020) ซึ่งเป็นการนำเสนอพฤติกรรมของหินโรยทางในโครงสร้างทาง



รูปที่ 3.1 Ballasted railway track modelling

### 3.2 Material properties

การทำ finite element modeling นอกจากการสร้างโครงสร้างและกำหนดขอบเขตแล้ว นั้น จะต้องกำหนดคุณสมบัติต่างๆของวัสดุ หรือ material properties ด้วย โดยในงานวิจัยนี้จะพิจารณารางรถไฟซึ่งใช้เหล็กเป็นวัสดุ โดยพิจารณารางรถไฟ 2 ชนิดคือ BS80 และ BS100 ซึ่งเป็นรางที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน ในส่วนของหมอนรองรางรถไฟจะพิจารณาเป็นหมอนรองไม้และหมอนรองคอนกรีตเพื่อให้สอดคล้องกับการใช้งานจริงในปัจจุบันและเพื่อเปรียบเทียบคุณสมบัติของหมอนทั้งสองชนิด และส่วนของหินโรยทางและระบบยึดจับรางรถไฟนั้น จะทำการจำลองเป็นสปริง โดยค่าคงที่ของแรงต้านทานตามแนวแกน x ของหินโรยทางทางที่ติดอยู่ที่ปลายของหมอนรองรางทั้ง 2 ด้านนั้น จะคิดค่า spring stiffness (k) ที่ค่า 60, 120, 180, 240, 300, 360, 420, 480, 540 และ 600 N/mm สำหรับหมอนรองไม้ และคิดค่า spring stiffness(k) ที่ค่า 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900 และ 1,000 N/mm สำหรับหมอนรองคอนกรีต เพื่อเปรียบเทียบผลของการโก่งเดาะที่เกิดขึ้นกับตัวรางที่เกิดจากแรงต้านของหินโรยทางต่างๆกัน

ตาราง 3.1 Material properties

Parameter list	Characteristic value	Unit
<b>Rail (Steel)</b>		
Modulus	$2 \times 10^5$	MPa
Density	7850	kg/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio	0.25	
Thermal expansion	$1.17 \times 10^{-5}$	1/°C
<b>Timber sleeper (Hardwood)</b>		
Modulus	$1.02 \times 10^4$	MPa
Shear modulus	$3.93 \times 10^3$	MPa
Density	1,100	kg/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio	0.2	
Lateral resistance	60 - 600	N/mm
Torsional fastening resistance	225	kN-m/rad
<b>Concrete sleeper</b>		
Modulus	$3.75 \times 10^4$	MPa
Shear modulus	$1.09 \times 10^4$	MPa
Density	2,740	Kg/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio	0.2	
Lateral resistance	100 - 1,000	N/mm
Torsional fastening resistance	75	kN-m/rad

ตารางที่ 3.2 Section properties

Parameter list	Characteristic value	Unit
<b>BS80</b>		
Section area	5,071	mm <sup>2</sup>
Moment of inertia about z-axis	$2.196 \times 10^6$	mm <sup>4</sup>
Moment of inertia about y-axis	$1.209 \times 10^7$	mm <sup>4</sup>
Torsional constant	$1.429 \times 10^7$	mm <sup>4</sup>
Shear area	5,071	mm <sup>2</sup>
<b>BS100</b>		
Section area	6,393	mm <sup>2</sup>
Moment of inertia about z-axis	$3.650 \times 10^6$	mm <sup>4</sup>
Moment of inertia about y-axis	$1.961 \times 10^7$	mm <sup>4</sup>
Torsional constant	$2.326 \times 10^7$	mm <sup>4</sup>
Shear area	6,393	mm <sup>2</sup>
<b>Timber sleeper (Hardwood)</b>		
Section area	$3.750 \times 10^4$	mm <sup>2</sup>
Moment of inertia about z-axis	$1.950 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
Moment of inertia about y-axis	$7.000 \times 10^7$	mm <sup>4</sup>
Torsional constant	$1.760 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
Shear area	$3.750 \times 10^4$	mm <sup>2</sup>

Note: X = แกนด้านข้าง (Lateral), Y= แกนตามยาว (Longitudinal), Z= แกนแนวตั้ง (Vertical)

Parameter list	Characteristic value	Unit
<b>Concrete sleeper</b>		
Section area	$3.750 \times 10^4$	$\text{mm}^2$
Moment of inertia about z-axis	$1.950 \times 10^8$	$\text{mm}^4$
Moment of inertia about y-axis	$7.000 \times 10^7$	$\text{mm}^4$
Torsional constant	$1.760 \times 10^8$	$\text{mm}^4$
Shear area	$3.750 \times 10^4$	$\text{mm}^2$

Note: X = แกนด้านข้าง (Lateral), Y= แกนตามยาว (Longitudinal), Z= แกนแนวตั้ง (Vertical)

### ตาราง 3.3 Spring stiffness

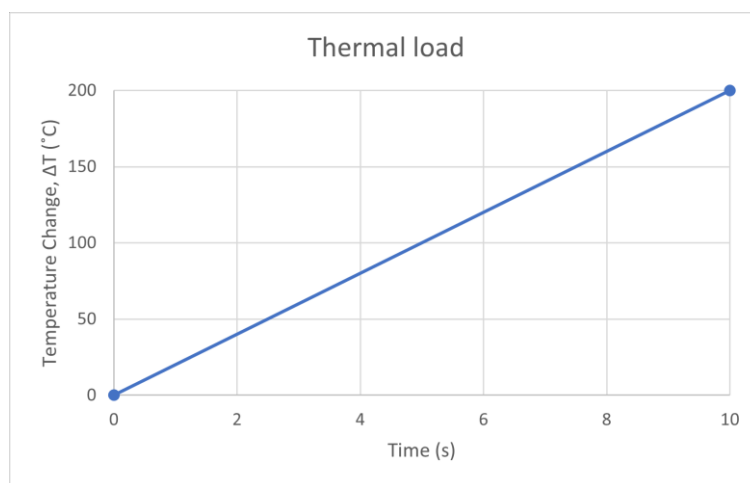
Parameter list	Characteristic value	Unit
Ballast X (Timber sleeper)	60 - 600	N/mm
Ballast X (Concrete sleeper)	100 - 1,000	N/mm
Ballast Y	11000	N/mm
Ballast Z	$2.193 \times 10^4$	N/mm
Rail pad X	$7.000 \times 10^4$	N/mm
Rail pad Y	$7.000 \times 10^4$	N/mm
Rail pad Z	$1.700 \times 10^4$	N/mm
Rail pad RX	$2.250 \times 10^8$	N-mm/rad
Rail pad RY	$2.250 \times 10^8$	N-mm/rad
Rail pad RZ	$2.250 \times 10^8$	N-mm/rad

Note: X = แกนด้านข้าง (Lateral), Y= แกนตามยาว (Longitudinal), Z= แกนแนวตั้ง (Vertical)

จากตารางที่ 3.3 ในงานวิจัยนี้จะพิจารณาค่า spring stiffness ของหินโรยทางในแกนด้านข้างที่ค่าต่างๆกัน เพื่อนำค่ามาเปรียบเทียบกัน โดยค่า spring stiffness นี้จะแทนค่าความต้านทางด้านข้างของหินโรยทาง ซึ่งค่า spring stiffness นี้สามารถหาได้จากความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง lateral force กับ displacement ในช่วงที่เป็นเส้นตรง โดยในงานวิจัยนี้จะกำหนด Displacement ที่ 1 mm และใช้ lateral force ที่ 60 - 600 N สำหรับหมอนรองไม้ และใช้ lateral force ที่ 100 - 1,000 N สำหรับหมอนรองคอนกรีต

### 3.3 Load case

ในงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการโก่งเดาะของรางรถไฟชนิดมีหินโรยทาง ซึ่งเป็นโครงสร้างทางรถไฟของประเทศไทย เนื่องจากอุณหภูมิที่สูงขึ้นจากภาวะโลกร้อนที่มีแนวโน้มที่จะมีอุณหภูมิเฉลี่ยสูงขึ้นเรื่อยๆ จึงกำหนดการตั้งค่า load ที่กระทำกับรางเป็น THERMAL\_LOAD\_CURVE เพื่อสร้าง load ของอุณหภูมิ โดยจะให้อุณหภูมิค่อยๆ เพิ่มขึ้นจาก 0-200 องศาเซลเซียสภายในเวลา 10 วินาที เพื่อจำลองการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิจนถึงจุดที่เกิดการโก่งเดาะในสถานการณ์จริง ซึ่งที่อุณหภูมิ 200 องศาเซลเซียสนั้นจะสามารถครอบคลุมพฤติกรรมเกิดการโก่งเดาะของโครงสร้างทางได้



รูปที่ 3.2 Thermal load

นอกจากนี้ ในงานวิจัยนี้จะให้ความสนใจที่น้ำหนักของล้อรถไฟที่กระทำกับรางในบริเวณ wheel-rail interface โดยในขณะที่รถไฟกำลังเคลื่อนที่นั้นจะเกิด traction force ซึ่งมีความสัมพันธ์กับความเสียดทานระหว่างล้อรถกับรางรถไฟ ซึ่งความเสียดทานที่เกิดขึ้นนั้นก็มีส่วนทำให้อุณหภูมิของรางสูงขึ้น จึงกำหนดการตั้งค่า load ที่กระทำกับรางเป็น BEAM\_SET เพื่อสร้างชุด load ของล้อรถที่ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ โดยทำการประมาณค่าของน้ำหนักล้อในแนวแกนด้านข้างมีค่า 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อในแกนแนวตั้ง และไม่คำนึงถึงโมเมนต์ที่อาจเกิดขึ้นจากการประมาณค่านี้

## บทที่ 4

### ผลการดำเนินงานวิจัย

จากการทำ Finite Element Modelling โดยใช้โปรแกรม LS-DYNA เพื่อวิเคราะห์การโก่งเดาะ (Buckling) ของโครงสร้างทางรถไฟ โดยในการวิเคราะห์นั้นได้พิจารณาถึงผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปและศึกษาผลของตัวแปรต่างๆที่ส่งผลต่อการโก่งเดาะ

#### 4.1 Model Validation

จากการศึกษาหาข้อมูลพบว่าการวิเคราะห์ผลของการโก่งเดาะในโครงสร้างทางรถไฟในอดีต และผลของการตรวจวัดภาคสนามนั้นมีข้อมูลที่จำกัด ซึ่งในอดีตส่วนใหญ่จะวิเคราะห์ผลโดยพิจารณาโครงสร้างทางรถไฟแบบมีชั้นหินโรยทาง ในการทำ Validation ของแบบจำลองนั้น จะเปรียบเทียบค่าที่ได้จากการศึกษาในอดีตกับแบบจำลองที่สร้างใหม่ โดยใช้คุณสมบัติ, เงื่อนไข ให้เหมือนกับกรณีในอดีต ซึ่งเปรียบเทียบกับงานวิจัยในอดีต 2 งานที่ใช้วิธี analysis solution และเปรียบเทียบกับงานวิจัยในอดีตอีก 2 งานที่ใช้วิธีแบบ finite element analysis (FEA) โดยในงานวิจัยนี้จะเปรียบเทียบเฉพาะ โครงสร้างทางรถไฟชนิดมีหินโรยทางที่เป็นทางตรง และใช้หมอนรองรางคอนกรีต ที่มีค่า Lateral stiffness เท่ากับ 200 N/mm และมีค่า Torsional stiffness เท่ากับ 75 Nm/rad และมีขนาดหน้าตัดของรางเป็น Standard gauge เท่านั้น

จากการศึกษาผลทางการวิจัยที่วิเคราะห์อุณหภูมิที่ทำให้เกิดการโก่งเดาะนั้น โดยวิธีที่ใช้วิเคราะห์คือ analytical solutions ซึ่งวิธีการดังกล่าวจะหาค่าอุณหภูมิการโก่งเดาะจาก Beam theory และ principle of the virtual displacement equation โดยการคำนวณจะมาจาก critical axial force (Prud'Homme and Janin, 1969, Kerr, 1980) ในส่วนงานวิจัยที่วิเคราะห์ โดยวิธี finite element analysis นั้น ในการวิจัยได้เป็นการจำลอง model ขึ้นมาโดยใช้รางรถไฟสองรางเป็น Continuous beam และ ใช้ spring ซึ่งเป็นตัวแทนของ stiffness ของ หินโรยทางและระบบ fastening ของรางรถไฟ (Carvalho et al., 2013) ส่วนอีกงานวิจัยนั้นได้ใช้โปรแกรม STRAND7 (Ngamkhanong et al., 2020).

จากตารางที่ 4.1 นั้นแสดงให้เห็นถึงอุณหภูมิที่ทำให้รางเกิดการโก่งเดาะ โดยเทียบกับงานวิจัยในอดีตและงานวิจัยในปัจจุบัน โดยทำการปรับโมเดลให้เป็น Standard gauge เพื่อใช้ในการ validation ก่อน จากนั้นจึงปรับโมเดลให้เป็น Meter gauge และปรับค่าต่างๆต่อไป

ตารางที่ 4.1 Buckling temperatures for model validation (°C)

Analytical solution		FEA		Average	This study	Difference
Prud'Homme and Janin, 1969	Kerr, 1980	Carvalho et al. 2013	Ngamkhanong, Wey, and Keawunruen 2020			
57.7	47.8	50.0	53.0	52.1	54.1	3.7

## 4.2 Parametric Study

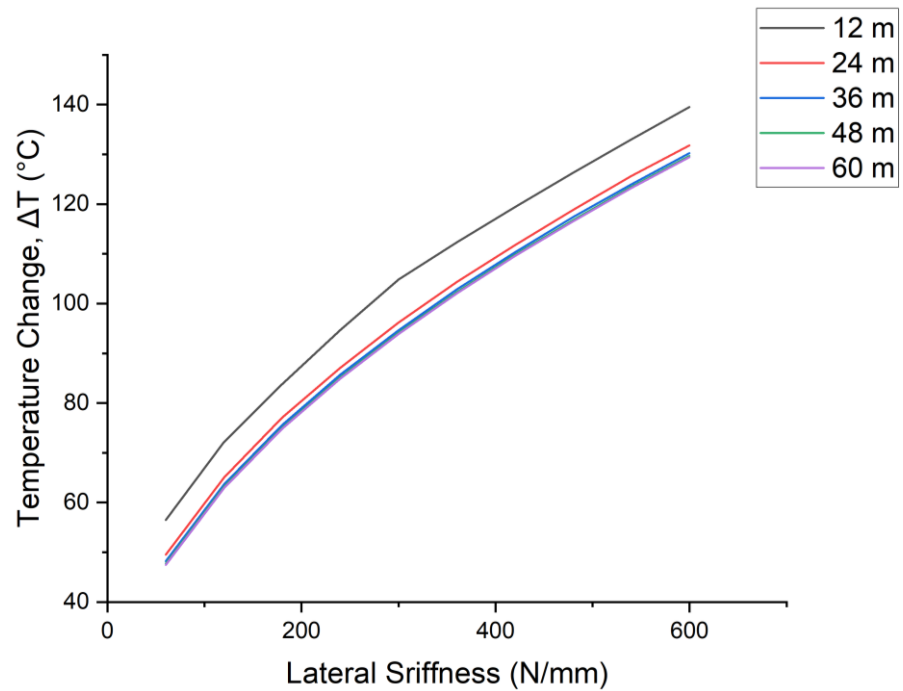
ในงานวิจัยครั้งนี้ได้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของการโก่งเดาะในโครงสร้างรถไฟขนาด 1 เมตร โดยที่พิจารณาผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปและผลของตัวแปรต่างๆ ซึ่งแบ่งออกเป็นความต้านทานด้านข้าง (Lateral resistance), หน้าตัดของรถไฟ (Rail Section), แรงลากจูง (Traction Force) และรูปร่างการโก่งเดาะ (Buckling shape) เพื่อเปรียบเทียบผลต่อการโก่งเดาะในกรณีต่างๆ

### 4.2.1 Lateral Resistance

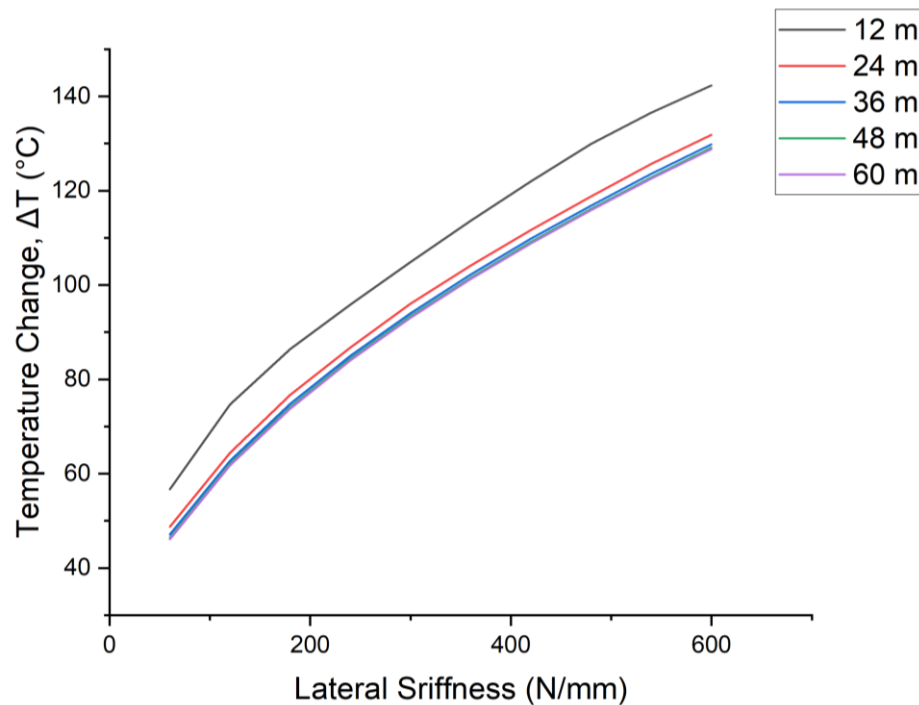
ความต้านทานด้านข้างนั้นสามารถนำเสนอในรูปแบบของความแน่นของหินโรยทาง และ fastener ที่ถูกจำลองให้เป็น Spring Stiffness ในการศึกษานั้นได้คำนึงถึงชนิดของหมอนรองทางซึ่งมีผลอย่างมากต่อแรงด้านข้าง โดยในการกำหนดค่าของ Spring Stiffness ของหมอนรองทางชนิดคอนกรีต ได้แก่ 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900 และ 1000 N/mm สำหรับหมอนรองทางชนิดไม้ นั้น ได้มีการกำหนดค่า ได้แก่ 60, 120, 180, 240, 300, 360, 420, 480, 540 และ 600 N/mm และในการศึกษานี้ได้ทำการพิจารณาความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ได้แก่ 12, 24, 36, 48 และ 60 เมตร

เมื่อนำผลที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM ผ่านโปรแกรม LS-DYNA มาสร้างเป็นกราฟ ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปและ Stiffness ที่แตกต่างกันจะเห็นได้ว่ายิ่งเพิ่ม Lateral Stiffness มากขึ้นส่งผลให้อุณหภูมิที่ทำให้เกิดการโก่งมากขึ้นตามไปด้วย

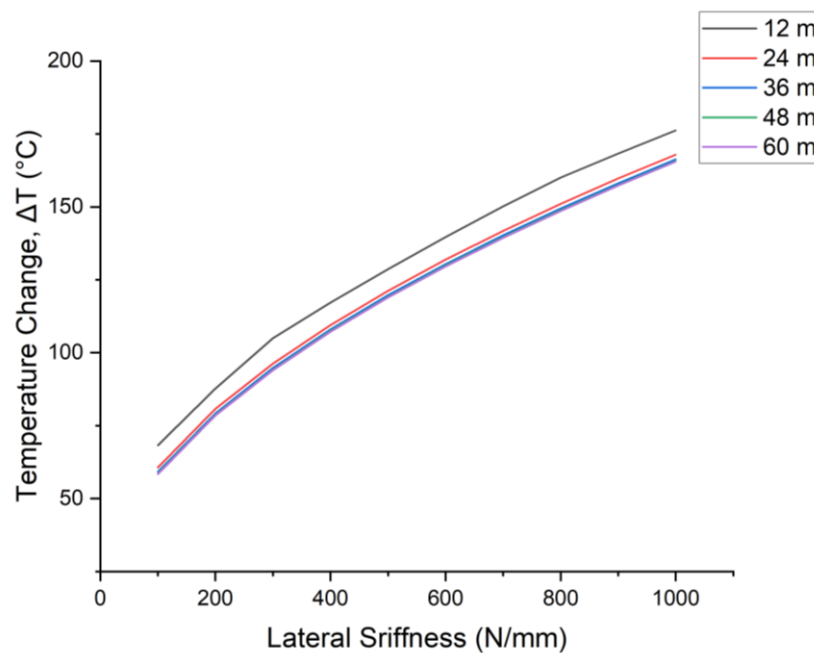




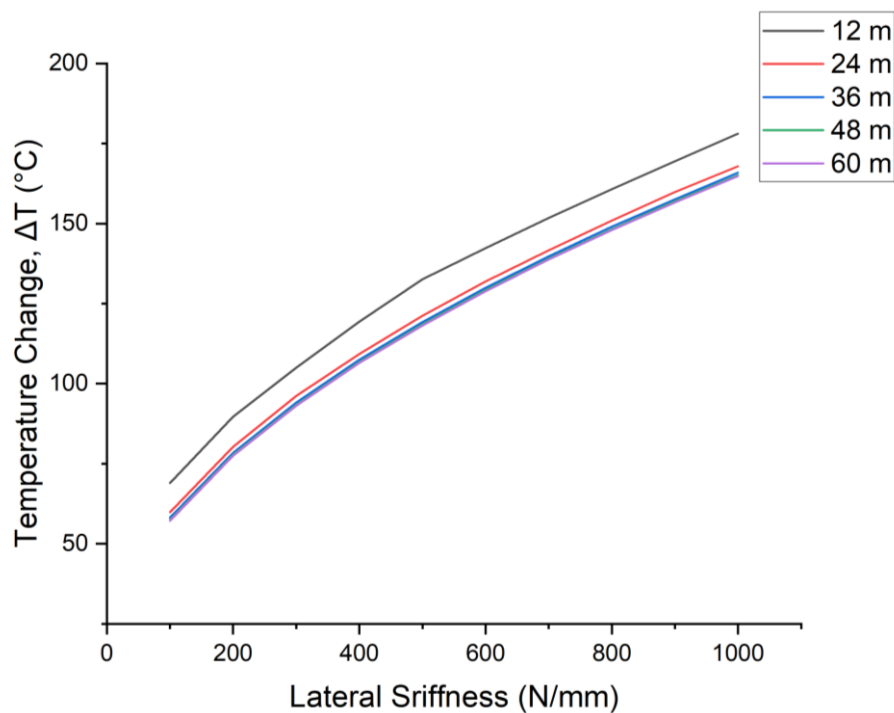
รูปที่ 4.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งของแรงด้านข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS80 หมอนรองทางชนิดไม้ โดยมีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ได้แก่ 12, 24, 36, 48 และ 60 เมตร



รูปที่ 4.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งของแรงด้านข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS100 หมอนรองทางชนิดไม้ โดยมีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ได้แก่ 12, 24, 36, 48 และ 60 เมตร



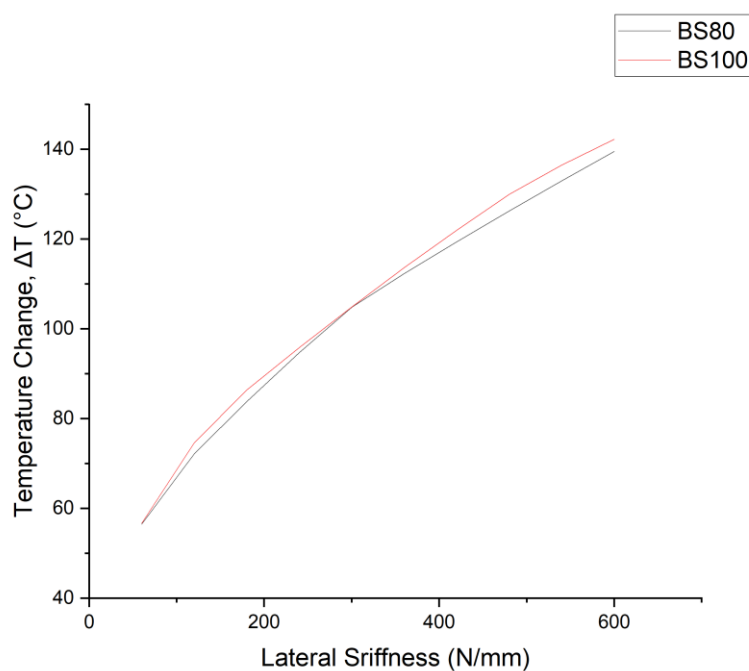
รูปที่ 4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งของแรงด้านข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS80 หมอนรองทางชนิดคอนกรีต โดยมีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ได้แก่ 12, 24, 36, 48 และ 60 เมตร



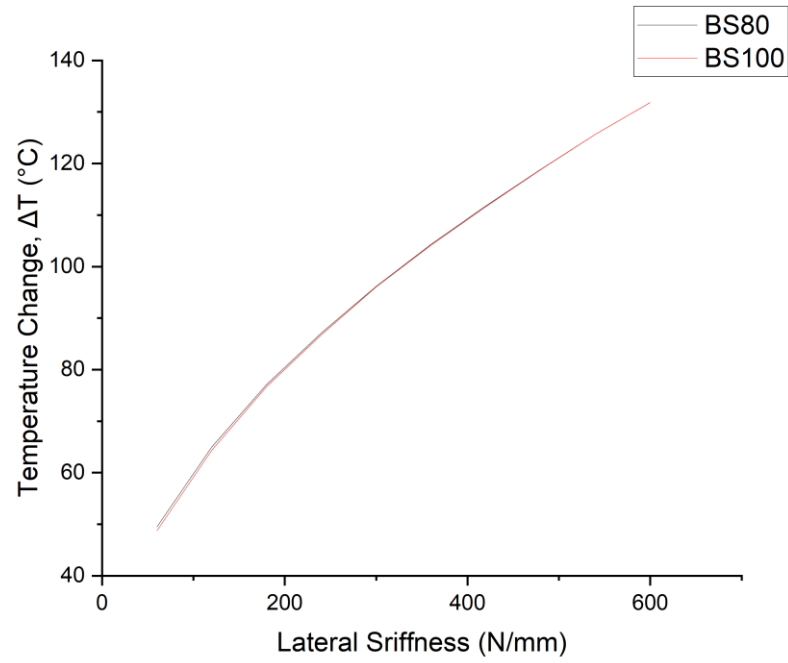
รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งของแรงด้านข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS100 หมอนรองทางชนิดคอนกรีต โดยมีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ได้แก่ 12, 24, 36, 48 และ 60 เมตร

#### 4.2.2 Rail Section

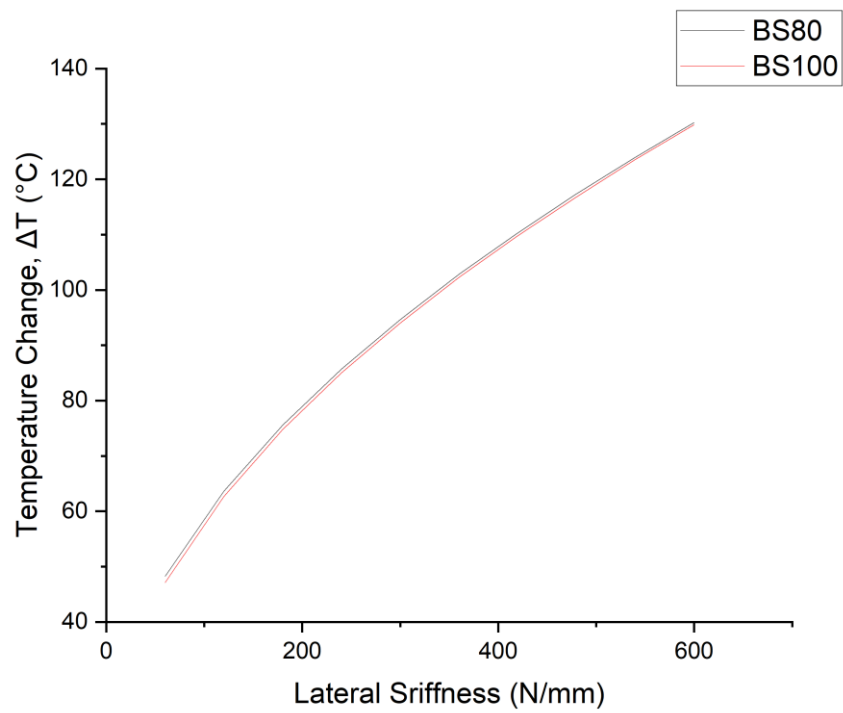
เนื่องจากในประเทศไทยนั้นได้มีการใช้รางรถไฟส่วนใหญ่ 2 ชนิด ได้แก่ BS80 และ BS100 ในการวิจัยนี้ได้ทำการครอบคลุมหน้าตัดของรางรถไฟทั้งสองชนิด โดยเมื่อเปรียบเทียบผลของหน้าตัดทั้งสองชนิดพบว่า สำหรับหมอนรองทางชนิดไม้ ที่มีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ที่ 12 เมตร (รูปที่ 4.2 a) นั้นเห็นได้ชัดกว่า ความยาวอื่นๆ ซึ่งค่าอุณหภูมิที่แตกต่างกันนั้น ต่างกันอยู่ที่ 1.97% และสำหรับค่า 24, 36, 48 60 นั้น ค่าไม่แตกต่างกันมาก โดยอ้างอิงจากกราฟแสดง ความสัมพันธ์



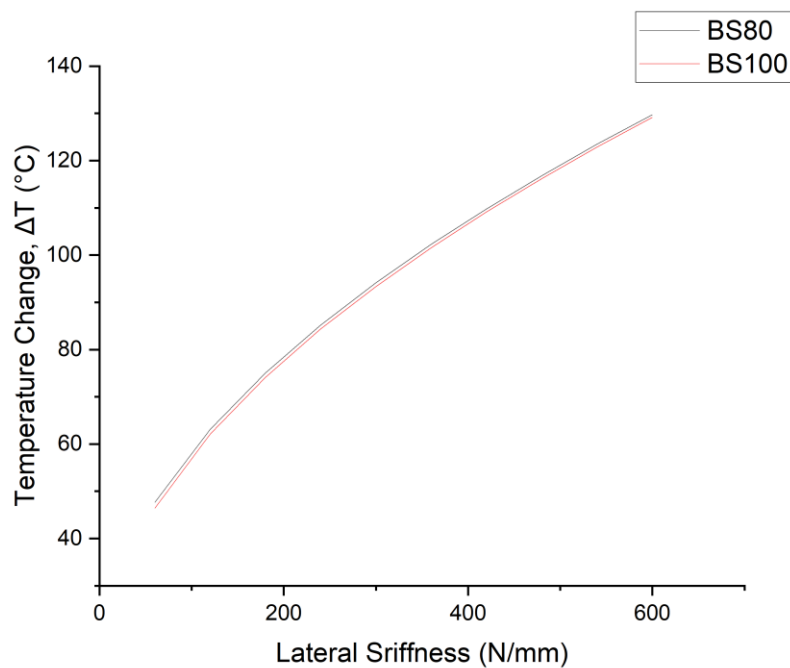
(a) 12m



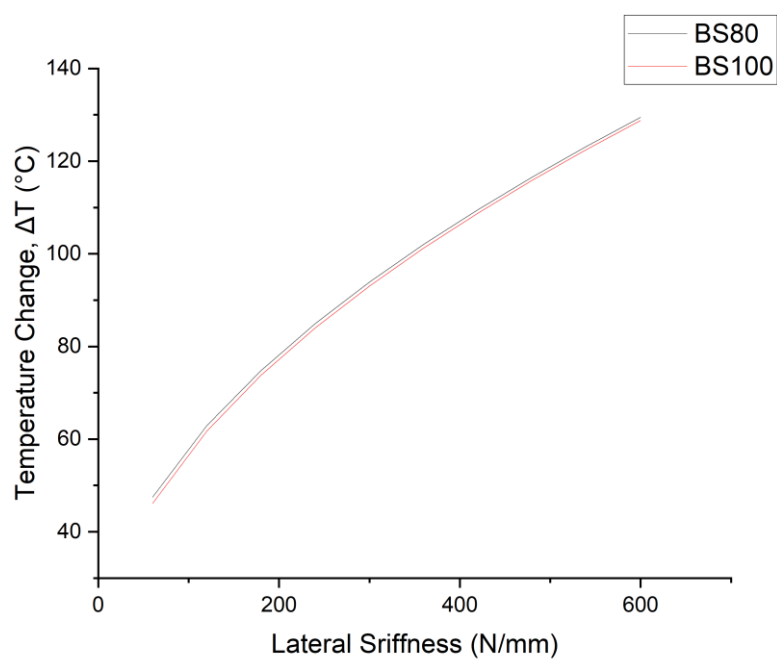
(b) 24m



(c) 36m



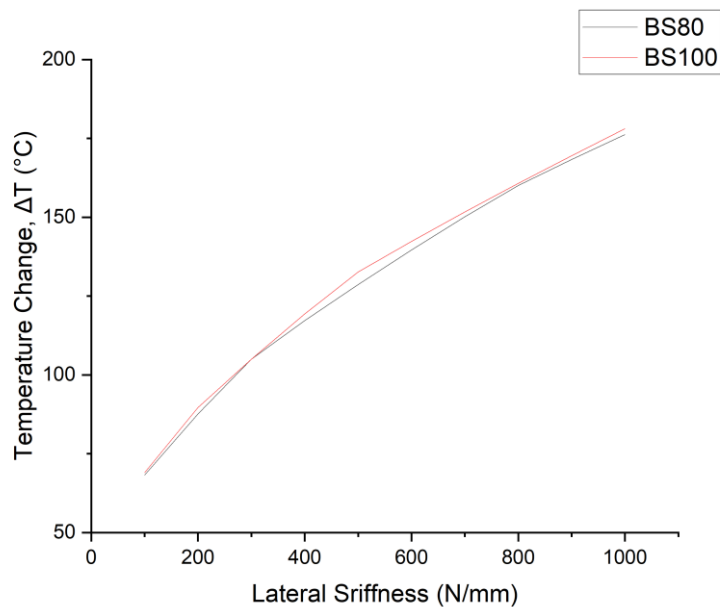
(d) 48 m



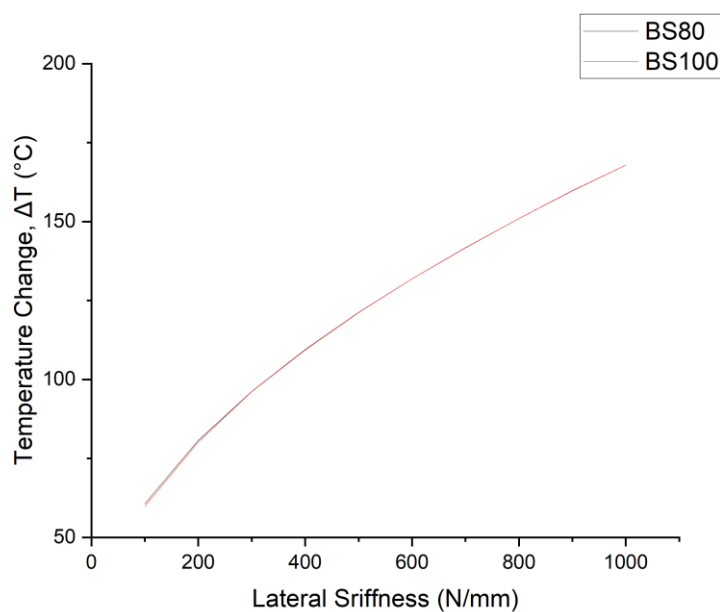
(e) 60m

รูปที่ 4.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแกร่งของแรงด้านข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS80 และ BS100 และมีหมอนรองทางชนิดไม้โดยมีความยาวที่ปราศจากการยึดตรึงด้านข้าง ขนาด (a) 12 m. (b) 24 m, (c) 36 m, (d) 48 m และ (e) 60 m

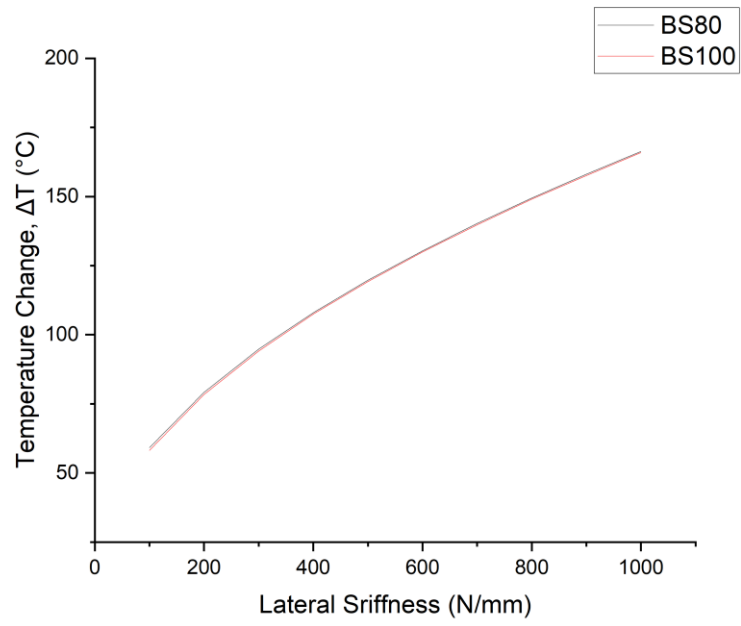
สำหรับหอนรื่องทางชนิดคอนกรีตนั้นจากกราฟแสดงความสัมพันธ์ในรูปที่ 4.2 นั้น กราฟไม่แสดงความแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัด นั่นคือสำหรับรางทั้งสองชนิดนั้นมีค่าความต้านทานการโก่งเดาะที่ใกล้เคียงกันเป็นอย่างมาก



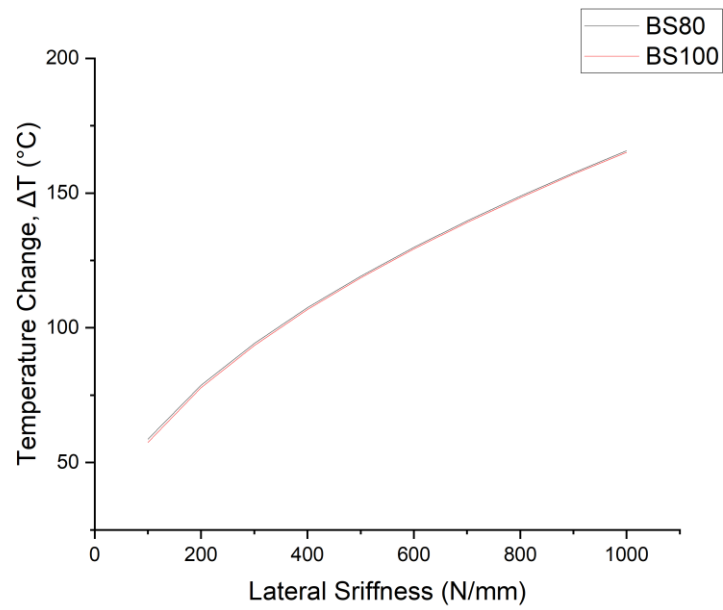
(a) 12m



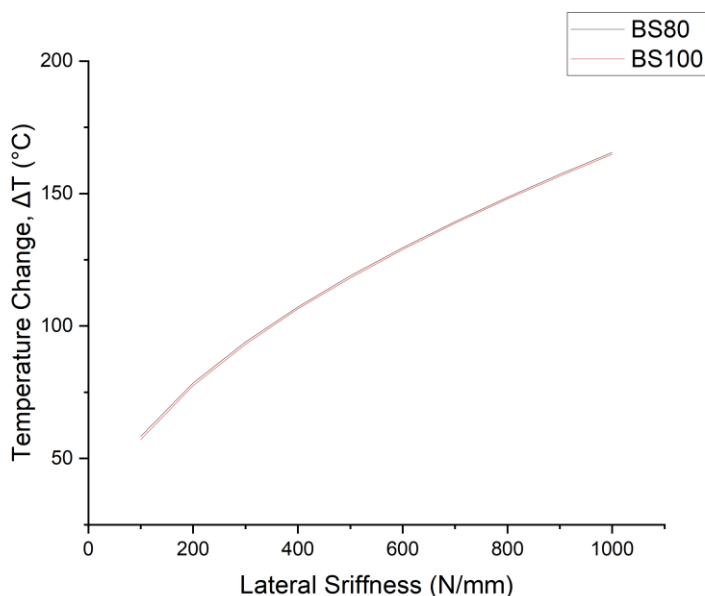
(b) 24m



(c) 36 m



(d) 48 m



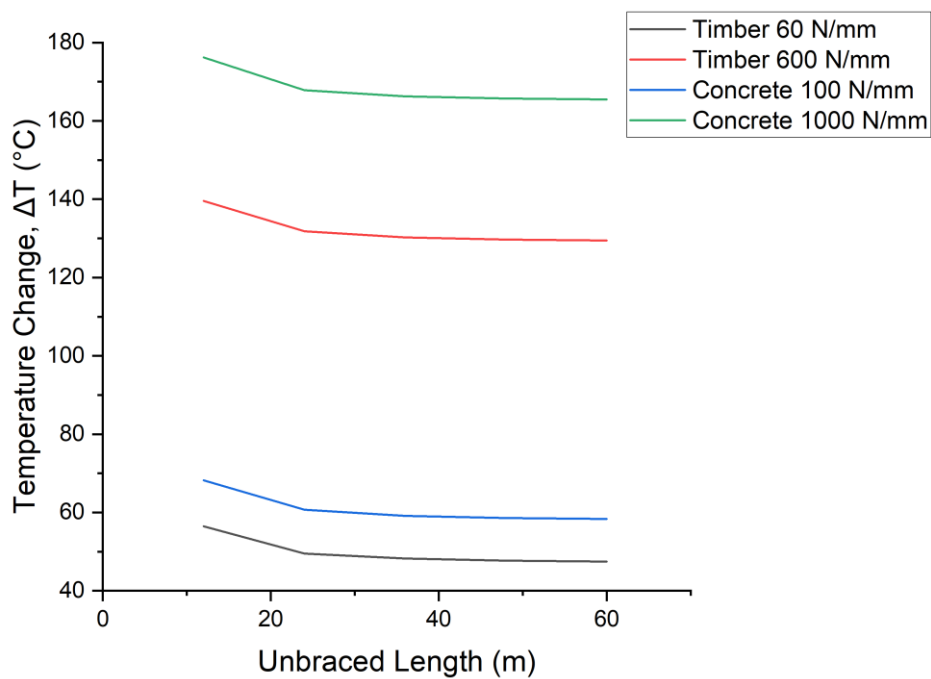
(e) 60 m

**รูปที่ 4.6** แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแรงของแรงด้านข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS80 และ BS100 และมีหมอนรองทางชนิดคอนกรีตโดยมีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ขนาด (a) 12 m. (b) 24 m, (c) 36 m, (d) 48 m และ (e) 60 m

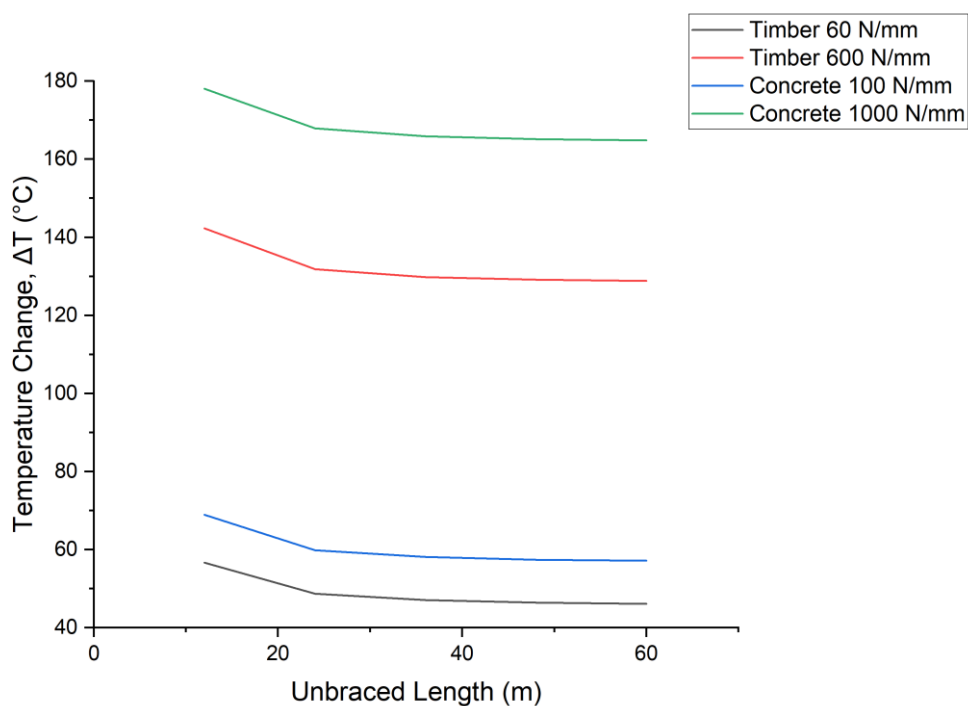
เมื่อทำการเปรียบเทียบอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างใน ขนาดต่างๆ ตามรูปที่ 4.4, 4.5 สำหรับหน้าตัดรางชนิด BS80 และ BS100 พบว่าที่ ความยาว 12m นั้นอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป มีขนาดสูงกว่าที่ความยาวอื่นๆ โดยที่ความยาว 24, 36, 48 และ 60 m นั้น มีค่าที่ใกล้เคียงกันโดยสังเกตได้จากความชันของกราฟซึ่งไม่ต่างกันมากและมีแนวโน้มลดลง โดยค่าความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างนั้นสามารถสะท้อนได้ถึงลักษณะรางประเภทเชื่อมต่อเนื่อง (CWR) ซึ่งจากรูปที่ 4.4 และ 4.5 ยิ่งความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างมากขึ้น รางรถไฟยิ่งมีแนวโน้มที่จะเกิดการโก่งเดาะจากอุณหภูมิได้มากขึ้น

นอกจากนี้ ผลของประเภทหมอนรองทางนั้นมีผลต่ออุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปเช่นกัน จากรูปที่ 4.4 และ 4.5 จะเห็นได้ว่าทั้งหน้าตัดรางชนิด BS80 และ BS100 และที่ทุกความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง หมอนรองรางคอนกรีตจะมีค่าอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปสูงกว่าหมอนรองรางไม้ ซึ่งที่ Lateral stiffness 60 (ไม้) /100 (คอนกรีต) N/mm อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปของหมอนรองรางคอนกรีตสูงกว่าหมอนรองรางไม้ประมาณ 18% และที่ Lateral stiffness 600 (ไม้) /1000 (คอนกรีต) N/mm อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปของหมอนรองรางคอนกรีตสูงกว่าหมอนรองรางไม้ประมาณ 21%





รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความยาวที่ปราศจากการยึด  
รั้งด้านข้าง (m) ของรางชนิด BS80 ของหมอนรองทางชนิดไม้และคอนกรีต

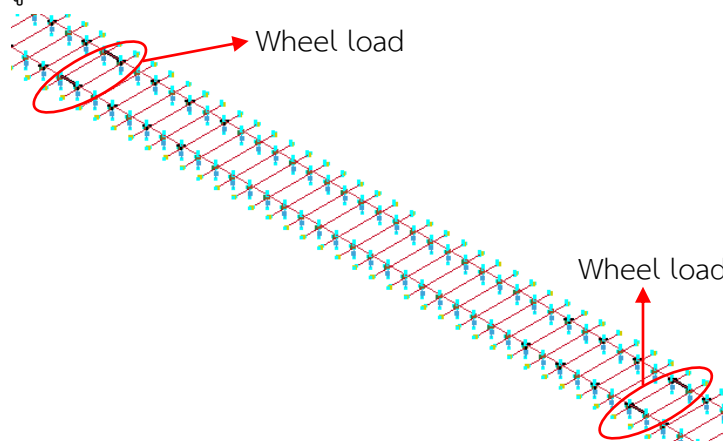


รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความยาวที่ปราศจากการยึด  
รั้งด้านข้าง (m) ของรางชนิด BS100 ของหมอนรองทางชนิดไม้และคอนกรีต

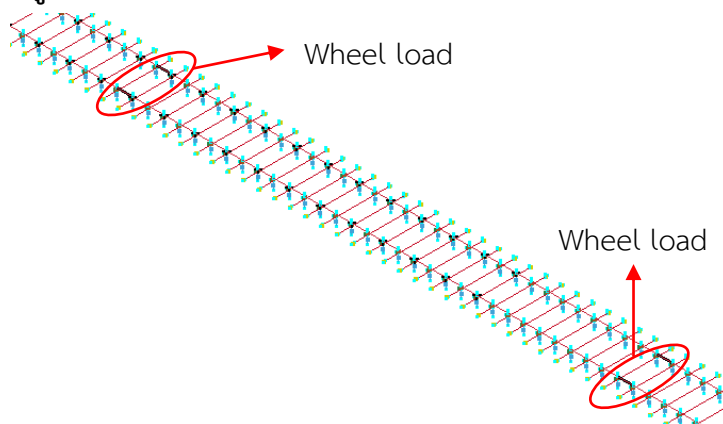
### 4.2.3 Traction Force

ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาผลของแรงลากจูง (Traction Force) ที่เกิดขึ้นจาก Contact Area ของ ล้อและรางรถไฟ โดยได้ศึกษาผลของแรงลากจูงที่เกิดขึ้นในตัวรางมีขนาด 0.1 – 0.4 เท่าของ Wheel Load โดยได้ทำการตั้งสมมติฐานของ Wheel load ไว้ที่ขนาด 10 ตัน โดยในการพิจารณานั้นได้ทำการพิจารณาว่าล้อของรถไฟนั้นได้คร่อมระหว่างกึ่งกลางของรางรถไฟ และกรณีที่สองคือล้อนั้นตกอยู่บนกึ่งกลางรางรถไฟ

โดยสามารถแบ่งกรณีศึกษา ได้เป็นกรณีน้ำหนักจากล้อรถไฟคร่อมรางรถไฟ และ กรณี น้ำหนักล้อรถไฟอยู่กึ่งกลางสเปน



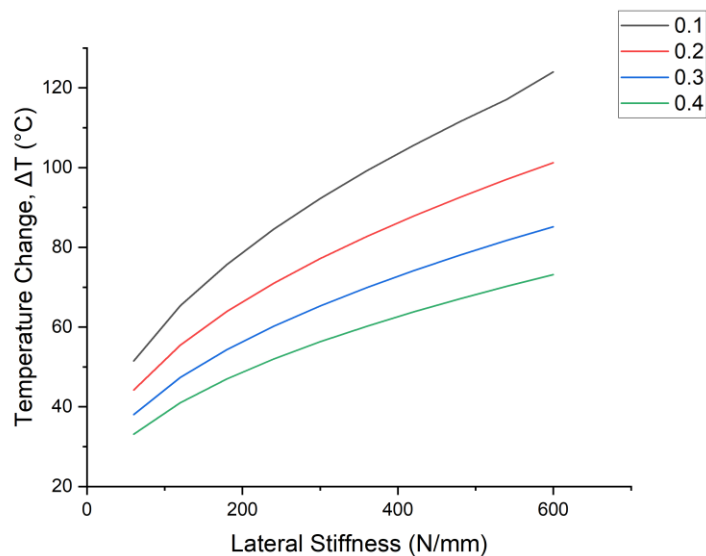
รูปที่ 4.9 แบบจำลองกรณีน้ำหนักจากล้อรถไฟคร่อมรางรถไฟ



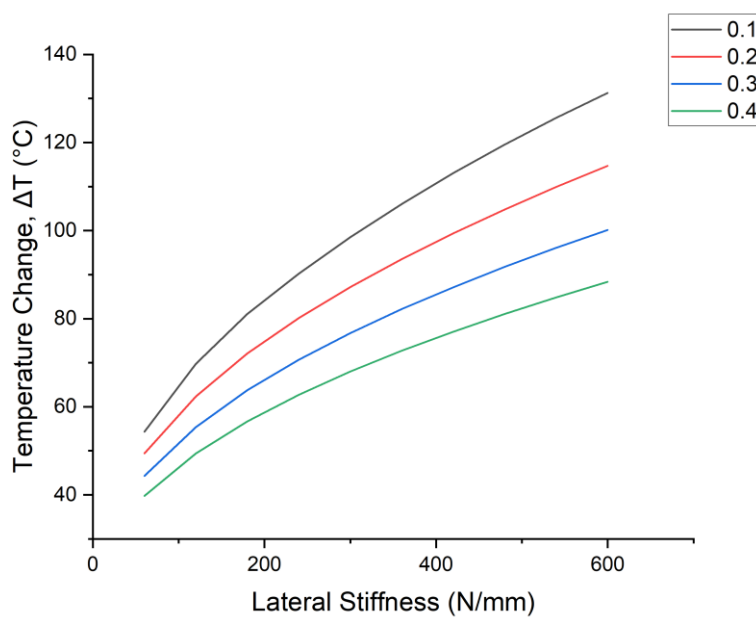
รูปที่ 4.10 แบบจำลองกรณีน้ำหนักจากล้อรถไฟอยู่กึ่งกลางสเปน

#### 4.2.3.1 กรณีน้ำหนักจากล้อรถไฟ คร่อมรางรถไฟ

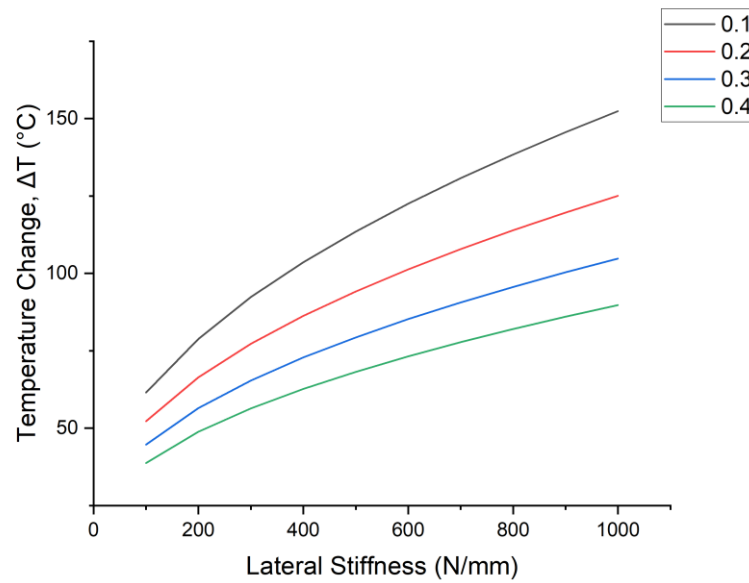
ในการศึกษาได้ทำการสร้างแบบจำลองโดยดังรูป 4.6 ได้มีการจำลองเพิ่มแรงลากจูงโดยเป็นทิศทางตามแกนของรางรถไฟเข้าไป โดยในการศึกษาได้ศึกษาด้วยแบบจำลองที่ปราศจากการยึดรั้ง ด้านข้างที่ขนาด 12 เมตร โดยจากการศึกษานั้นได้ทำการเพิ่มตัวแปร หน้าตัดของรางทั้งสองชนิดเข้ามาอีกด้วย โดยพบว่า หน้าตัดราง BS80 นั้น มีค่าความต้านทานการไถ่เดาะด้านข้างมากกว่าหน้าตัดราง BS100



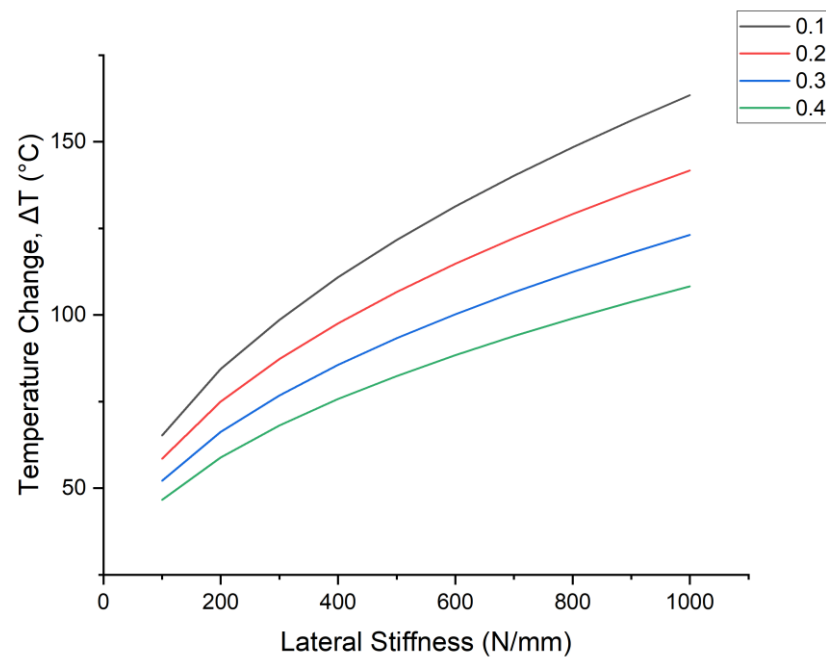
รูปที่ 4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้ และหน้าตัดราง BS80 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ



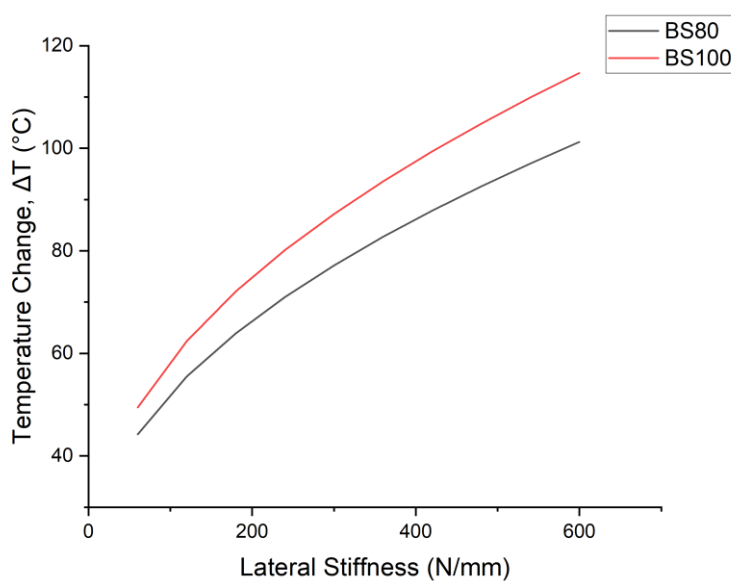
รูปที่ 4.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้ และหน้าตัดราง BS100 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ



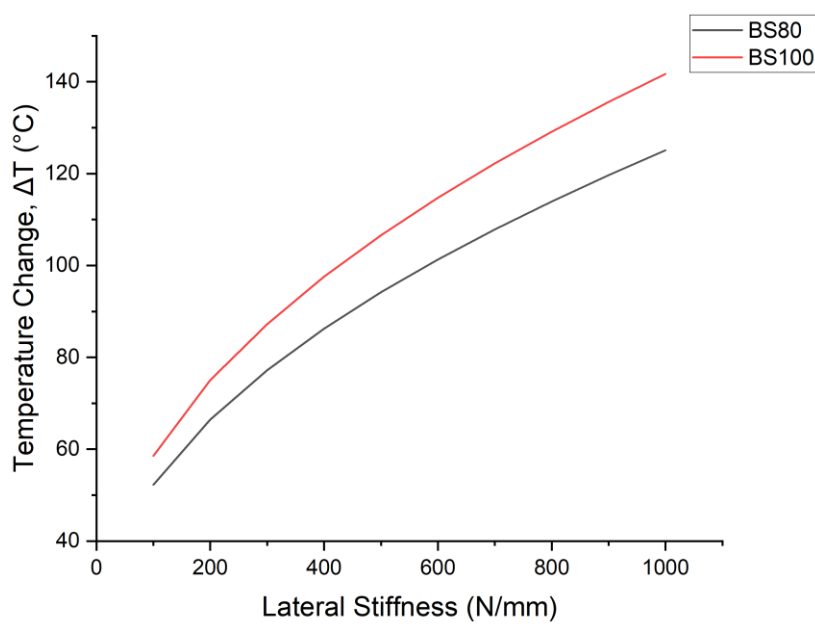
**รูปที่ 4.13** แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและหน้าตัดราง BS80 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ



**รูปที่ 4.14** แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและหน้าตัดราง BS100 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ



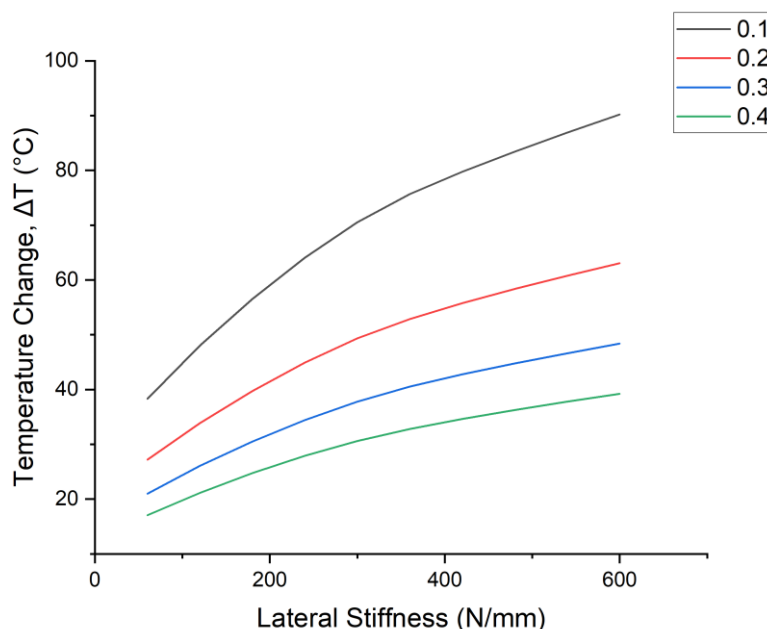
รูปที่ 4.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้และหน้าตัดราง BS100 และ BS80 โดยมีค่าแรงลากจูง 0.2



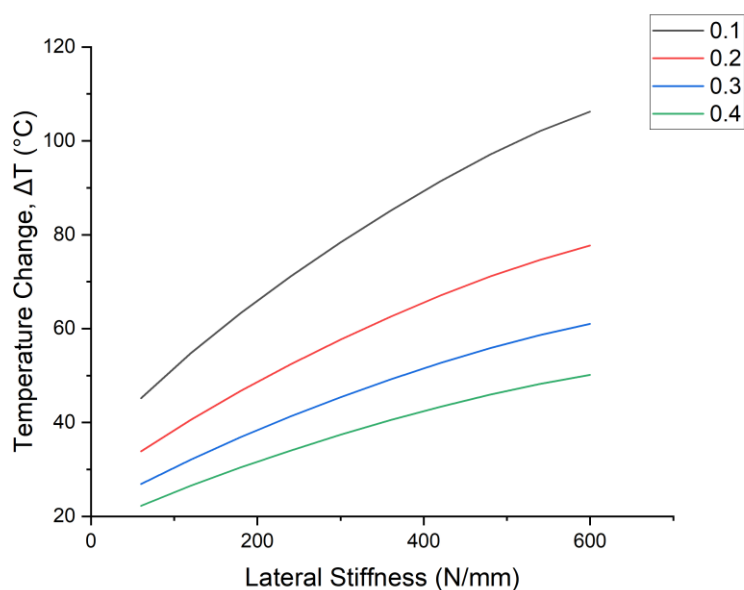
รูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและหน้าตัดราง BS100 และ BS80 โดยมีค่าแรงลากจูง 0.2

#### 4.2.3.2 กรณีน้ำหนักจากล้อยรถไฟ ตกอยู่กลางรางรถไฟ

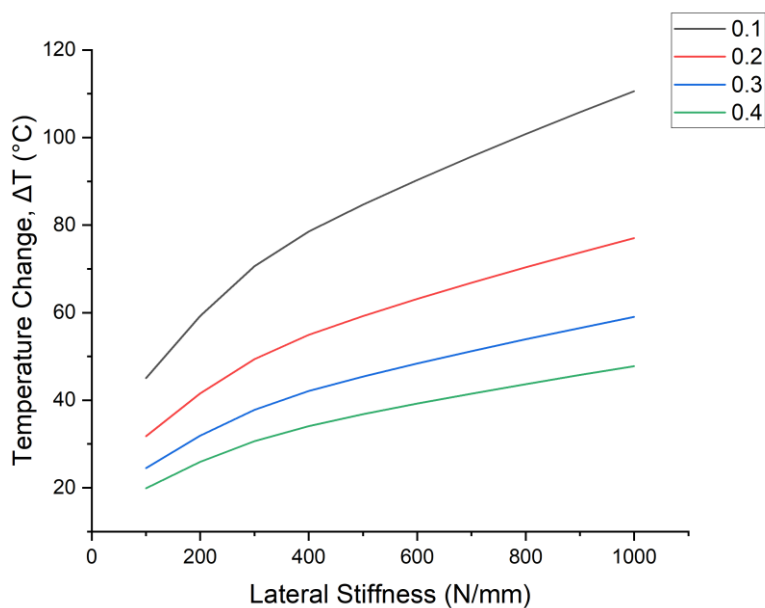
ในการศึกษาได้ทำการสร้างแบบจำลองโดยดั่งรูป 4.7 ได้มีการจำลองเพิ่มแรงลากจูงโดยเป็นทิศทางตามแกนของรางรถไฟเข้าไป โดยในการศึกษาได้ศึกษาด้วยแบบจำลองที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างที่ขนาด 12 เมตร โดยจากการศึกษานั้นได้ทำการเพิ่มตัวแปร หน้าตัดของรางทั้งสองชนิดเข้ามาอีกด้วย โดยพบว่า BS80 นั้น มีค่าความต้านทานการโก่งเดาะด้านข้างน้อยกว่า BS100 สำหรับกรณีนี้ ที่ค่า factor แรงลากจูง 0.1 นั้นห่างจาก 0.2 มากกว่าในทุกเคสอย่างเห็นได้ชัด โดยสังเกตได้จากกราฟแสดงความสัมพันธ์ โดยเมื่อเปรียบเทียบกับ พบว่าที่ 0.1 กับ 0.2 แตกต่างกัน 43% และที่ 0.2 กับ 0.3 แตกต่างกัน 23 % แต่สำหรับ กรณี A นั้น ที่ 0.1 และ 0.2 แตกต่างกัน 22.46% และ 0.2 กับ 0.3 แตกต่างกัน 15.8 %



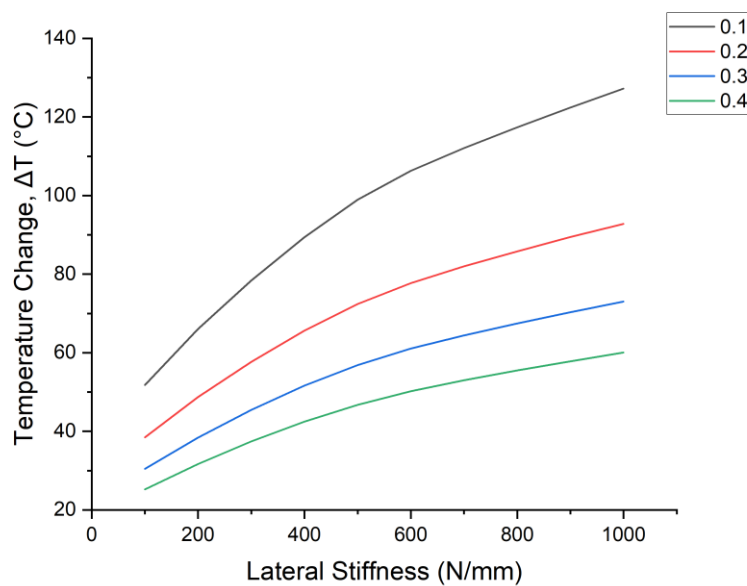
รูปที่ 4.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแรงด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้ และหน้าตัดราง BS80 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ



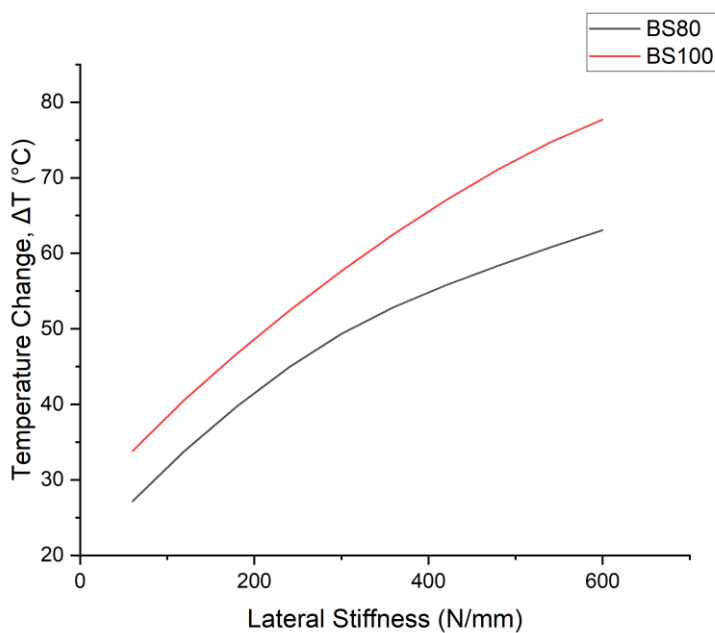
**รูปที่ 4.18** แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้ และหน้าตัดราง BS100 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ



**รูปที่ 4.19** แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและหน้าตัดราง BS80 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ

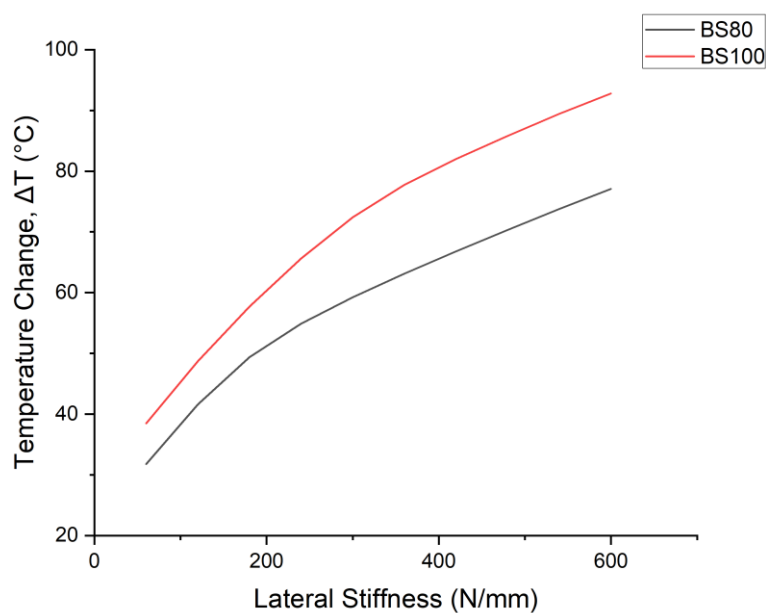


รูปที่ 4.20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแรงด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและหน้าตัดราง BS100 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ



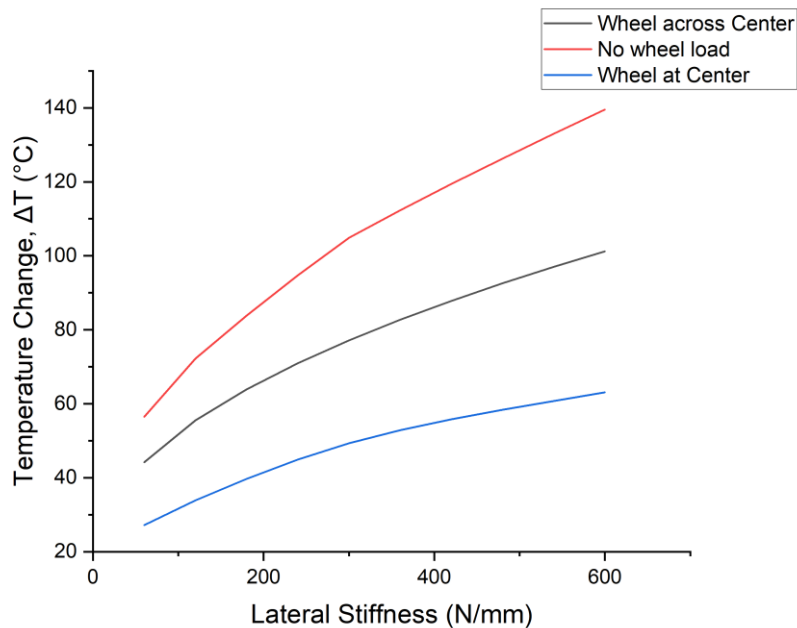
รูปที่ 4.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแรงด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้และหน้าตัดราง BS100 และ BS80 โดยมีค่าแรงลากจูง 0.2



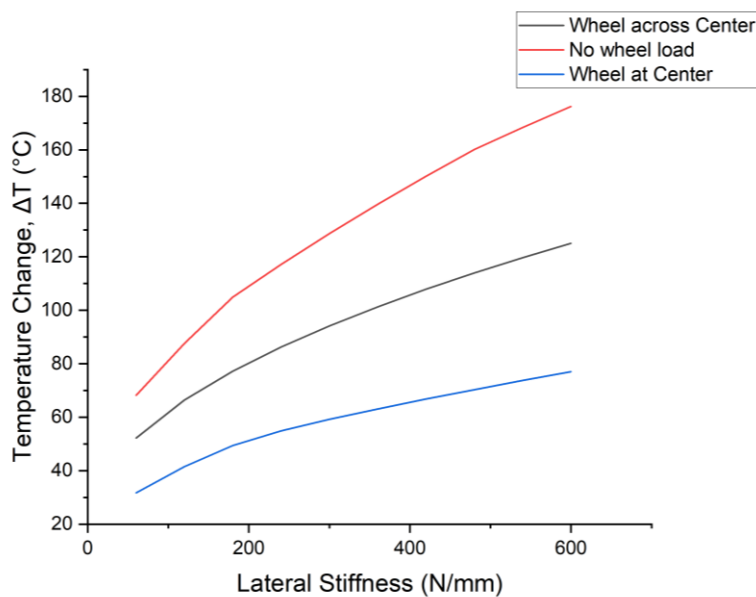


**รูปที่ 4.22** แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและหน้าตัดราง BS100 และ BS80 โดยมีค่าแรงลากจูง 0.2

เมื่อเปรียบเทียบ ทั้งสามกรณีโดยมี กรณีไม่มีแรงลากจูงในแนวแกน และ กรณี A, B พบว่า ความต้านทานการโก่งเดาะของโครงสร้างรางนั้น กรณีที่ไม่มีผลของแรงลากจูงมีค่ามากที่สุดและ รองลงมาเป็นกรณีที่ล้อคร่อมกลางรางรถไฟและสำหรับรางที่มีความเสี่ยงที่จะเกิดการโก่งเดาะสูงที่สุด คือล้ออยู่ตรงกลางราง



รูปที่ 4.23 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้และหน้าตัดตรง BS80 โดยมีค่าแรงลากจูง 0.2 ของ กรณีไม้ใส่แรงในแกน และกรณี A , B



รูปที่ 4.24 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งเกร็งด้านข้างที่ 100 - 1000 N/mm ของหมอนรองทางประเภทคอนกรีตและหน้าตัดตรง

BS80 โดยมีค่าแรงลากจูง 0.2 ของกรณีไม้ใส่แรงในแกน และกรณี A , B

#### 4.2.4 Buckling shape

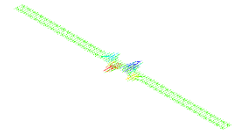
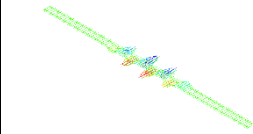
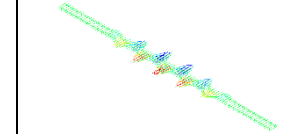
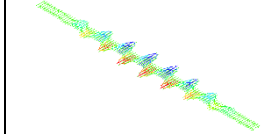
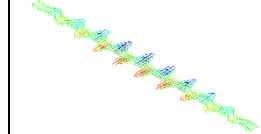
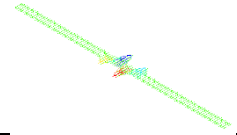
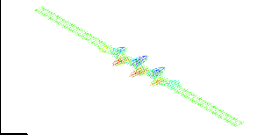
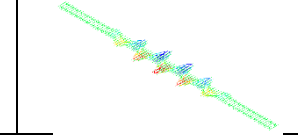
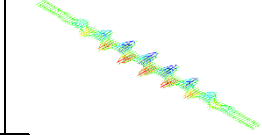
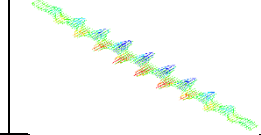
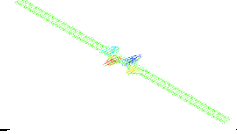
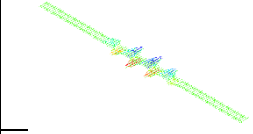
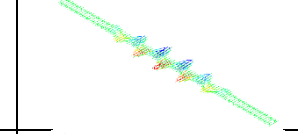
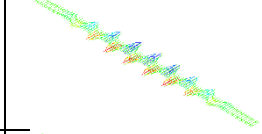
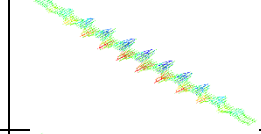
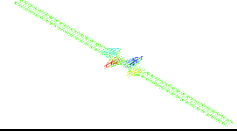
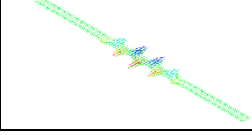
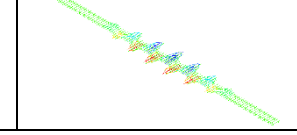
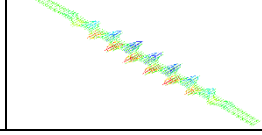
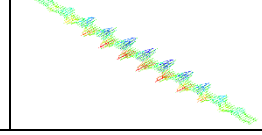
นอกจากการพิจารณาหน้าตัดของรางรถไฟ , แรงลากจูง, ชนิดของหมอนรองราง และความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างแล้ว รูปร่างของการเกิดการโก่งเดาะนั้นก็เป็นอย่างอื่นที่ควรพิจารณา จากตารางที่ 4.1 – 4.4 แสดงให้เห็น buckling shape ของรางรถไฟที่ความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างและ ค่า Lateral stiffness ที่ต่างกัน ซึ่งจะเห็นได้ว่า เมื่อความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างเพิ่มขึ้น รูปร่างการโก่งเดาะของรางก็เพิ่มขึ้นเช่นกัน และที่ความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างเดียวกัน เมื่อค่า lateral stiffness เพิ่มขึ้นรูปร่างของการโก่งเดาะก็จะเพิ่มขึ้นเช่นกัน นอกจากนี้จะเห็นได้ว่าเมื่อความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างเพิ่มขึ้นจาก 12 เมตร เป็น 24 เมตร รูปร่างของการโก่งเดาะจะมีการเปลี่ยนแปลงมากที่สุดเมื่อเทียบกับความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างค่าอื่นๆ

เมื่อพิจารณารูปร่างการโก่งเดาะของรางรถไฟที่มีแรงลากจูงมาเกี่ยวข้องด้วยจะเห็นได้ว่ารูปร่างของการโก่งเดาะนั้นเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยดังตารางที่ 4.5 – 4.12

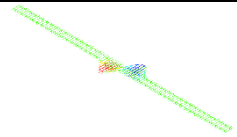
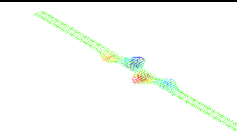
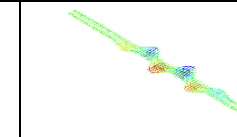
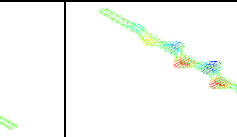
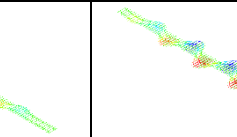
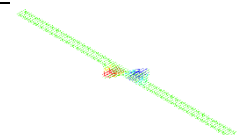
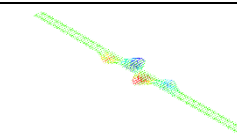
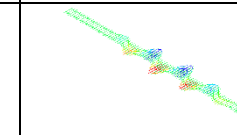
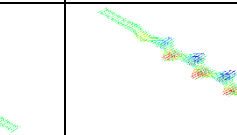
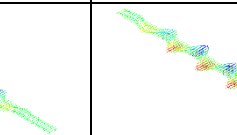
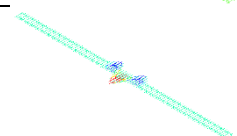
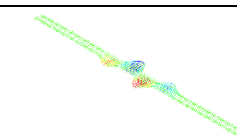
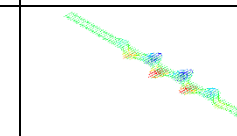
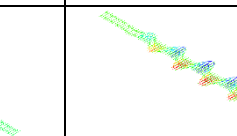
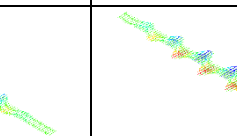
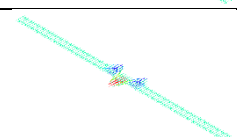
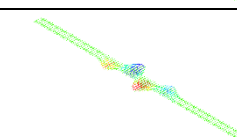
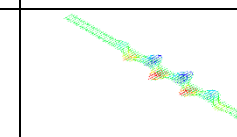
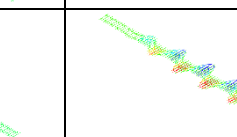
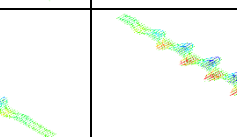
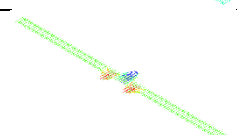
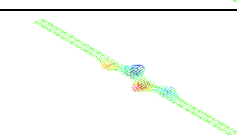
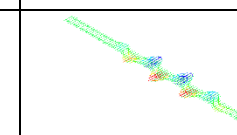
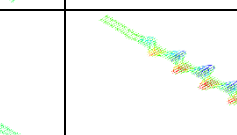
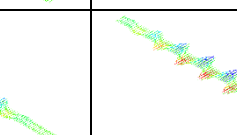
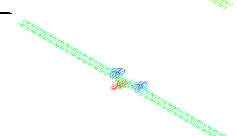
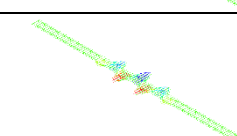
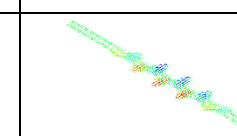
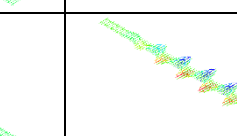
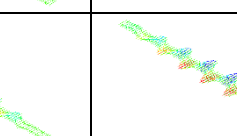
ตาราง 4.2 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบไม่มีแรงลากจูงที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS80

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
60					
120					
180					
240					
300					
360					

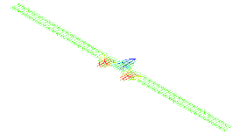
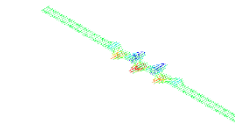
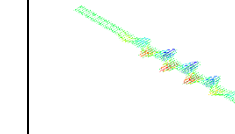
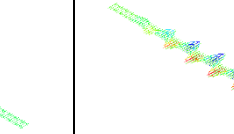
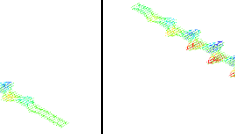
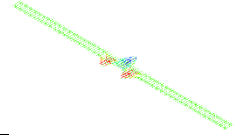
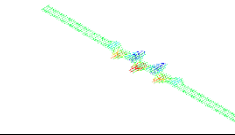
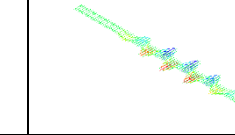
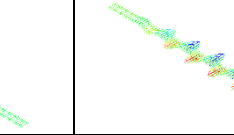
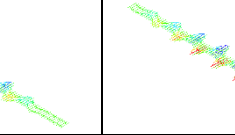
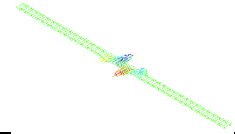
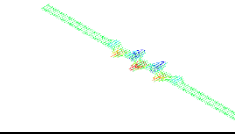
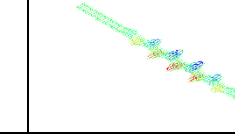
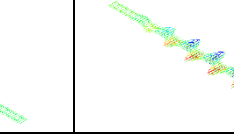
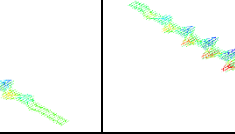
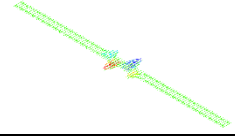
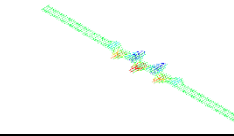
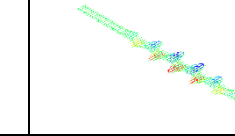
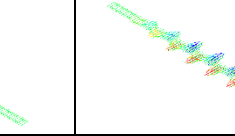
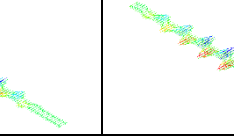
ตาราง 4.2 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบไม่มีแรงลากจูงที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS80 (ต่อ)

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
420					
480					
540					
600					

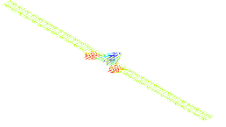
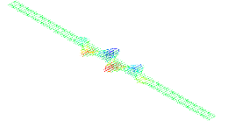
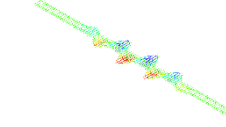
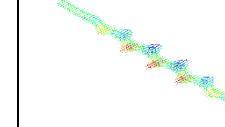
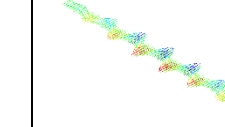
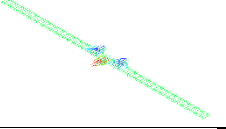
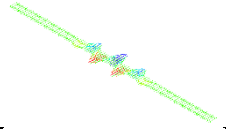
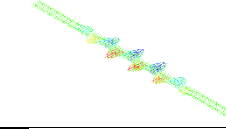
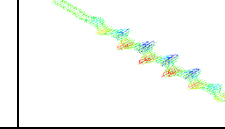
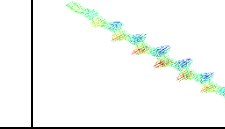
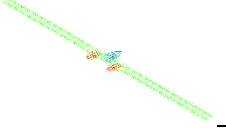
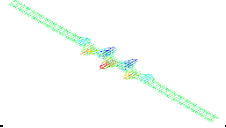
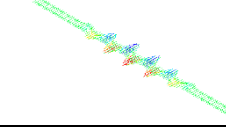
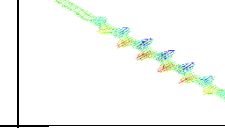
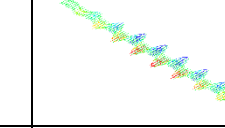
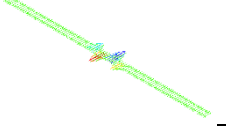
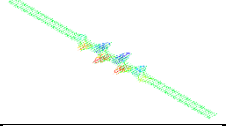
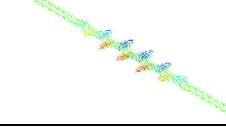
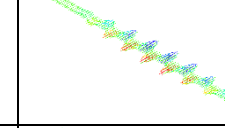
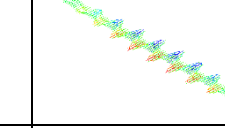
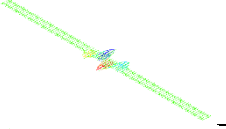
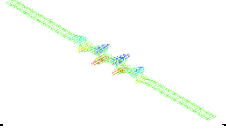
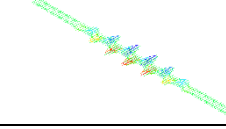
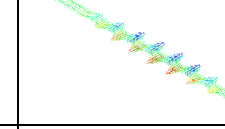
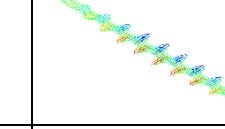
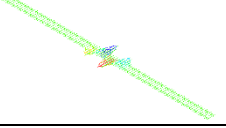
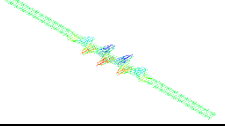
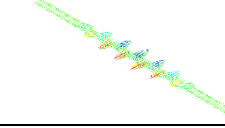
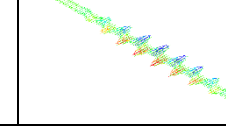
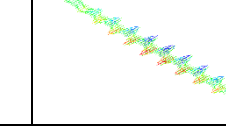
ตาราง 4.3 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบไม่มีแรงลากจูงที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS100

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
60					
120					
180					
240					
300					
360					

ตาราง 4.3 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบไม่มีแรงลากจูงที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS100 (ต่อ)

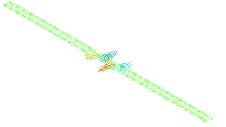
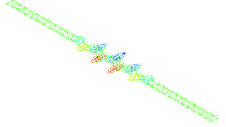
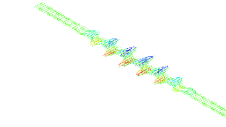
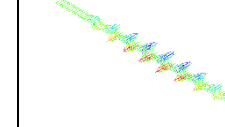
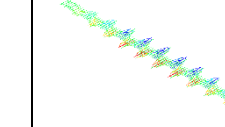
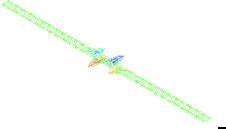
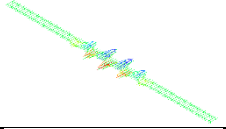
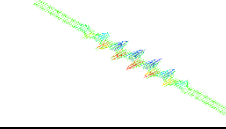
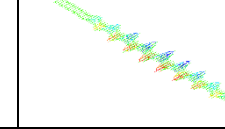
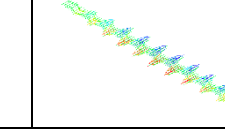
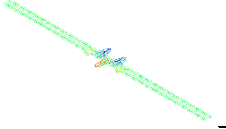
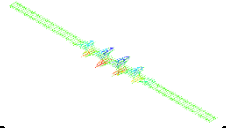
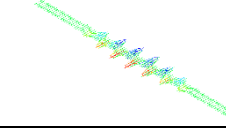
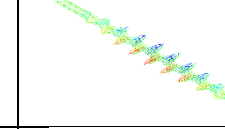
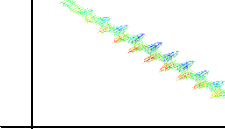
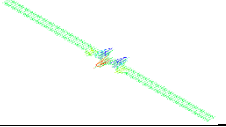
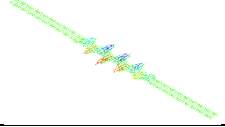
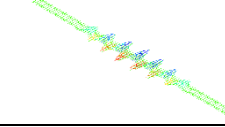
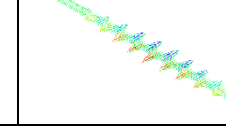
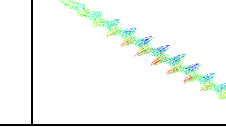
Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
420					
480					
540					
600					

ตาราง 4.4 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบไม่มีแรงลากจูงที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS80

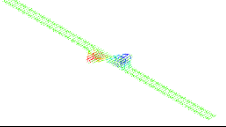
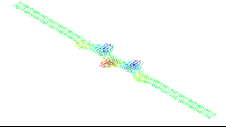
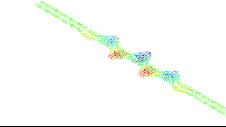
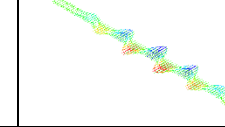
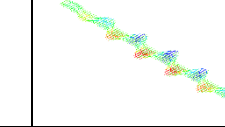
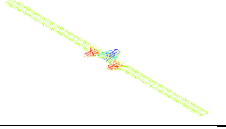
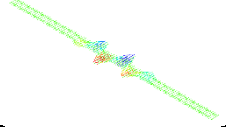
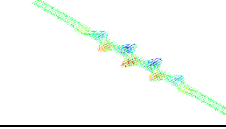
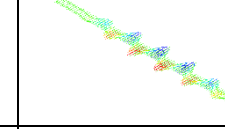
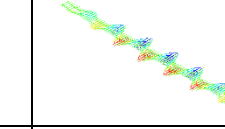
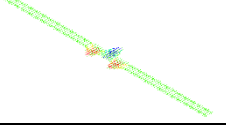
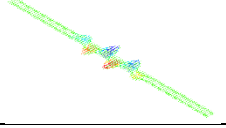
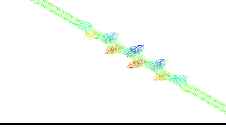
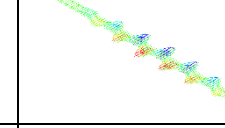
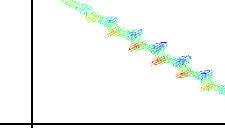
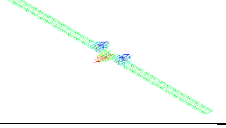
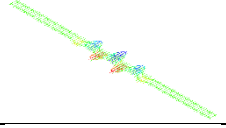
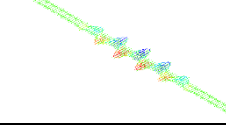
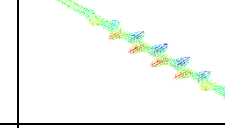
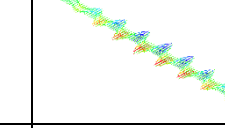
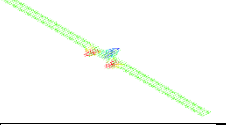
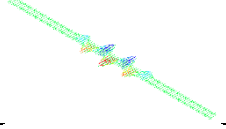
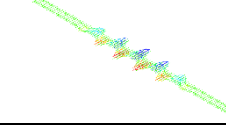
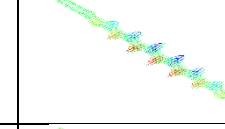
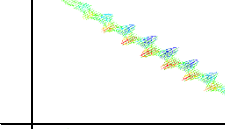
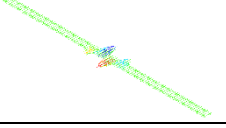
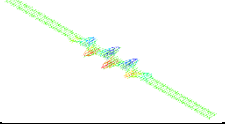
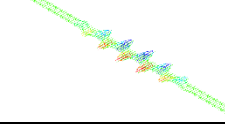
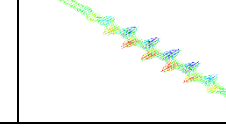
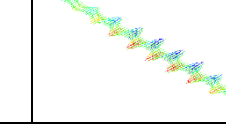
Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
100					
200					
300					
400					
500					
600					



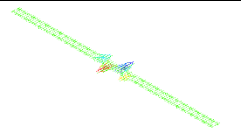
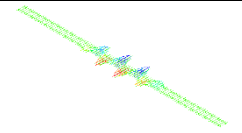
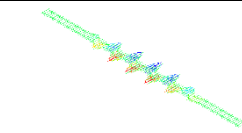
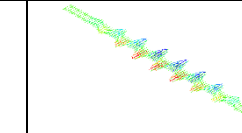
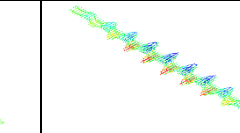
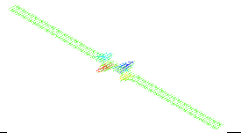
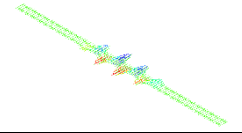
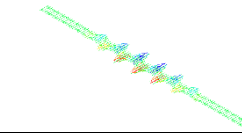
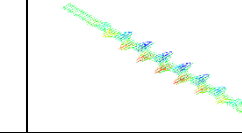
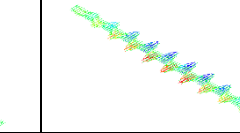
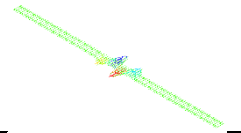
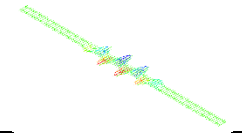
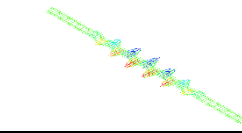
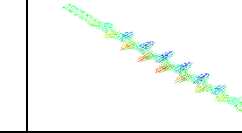
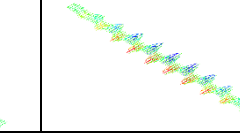
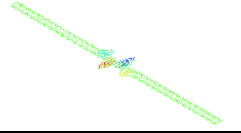
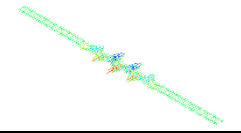
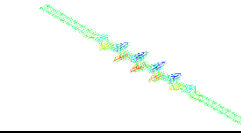
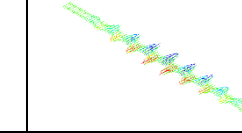
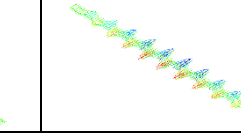
ตาราง 4.4 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบไม่มีแรงลากจูงที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS80 (ต่อ)

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
700					
800					
900					
1000					

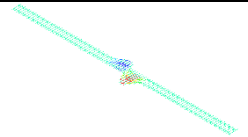
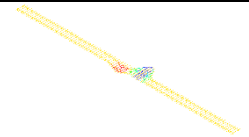
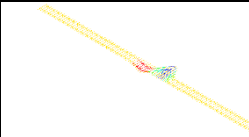
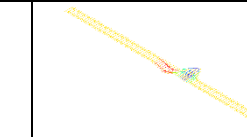
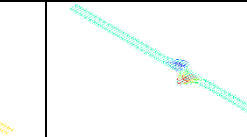
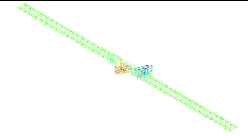
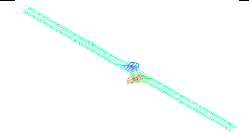
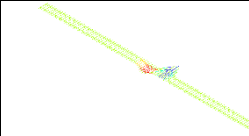
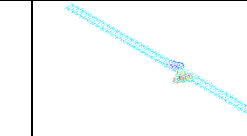
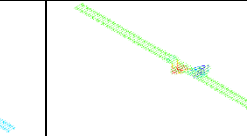
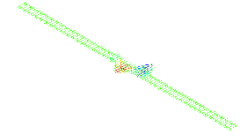
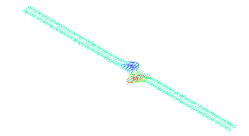
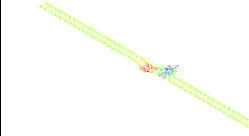
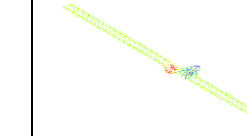
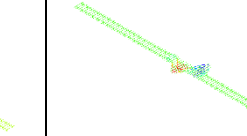
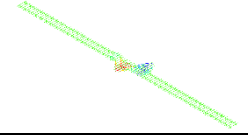
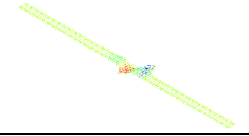
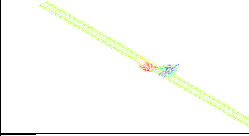
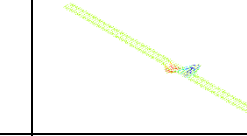
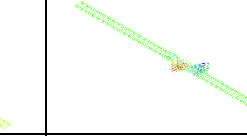
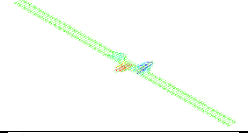
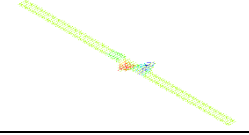
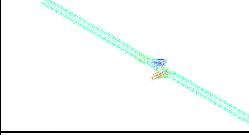
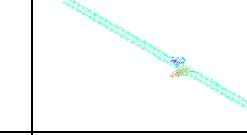
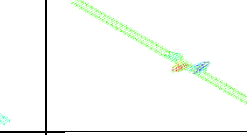
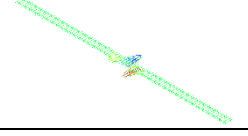
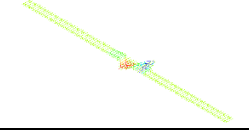
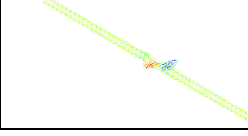
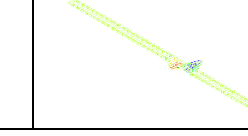
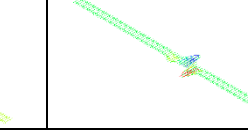
ตาราง 4.5 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบไม่มีแรงลากจูงที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS100

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
100					
200					
300					
400					
500					
600					

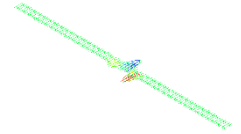
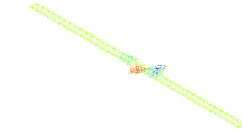
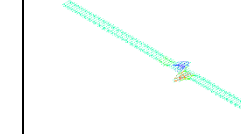
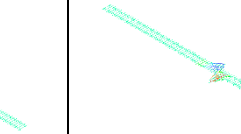
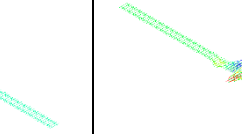
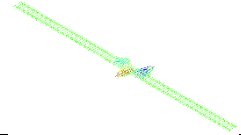
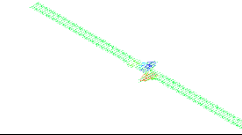
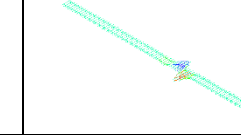

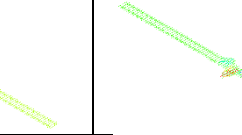
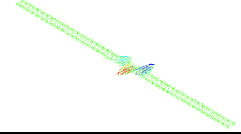
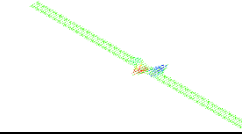
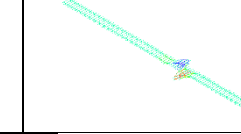


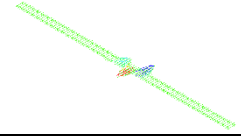
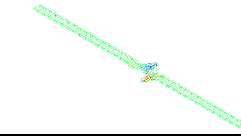
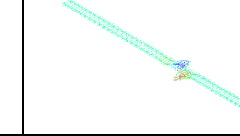


ตาราง 4.5 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบไม่มีแรงลากจูงที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS100 (ต่อ)

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
700					
800					
900					
1000					

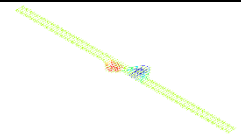
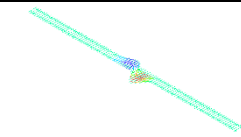
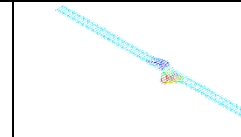
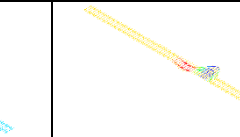

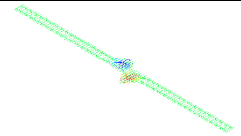
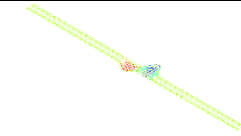
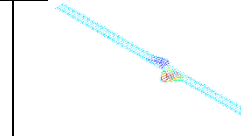
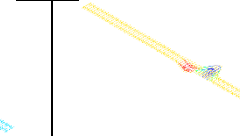

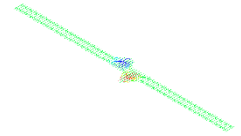
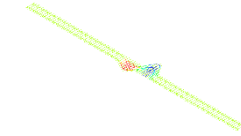
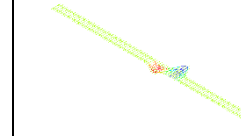
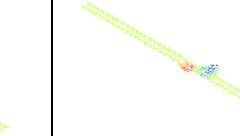
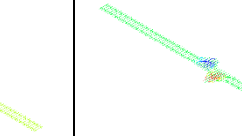
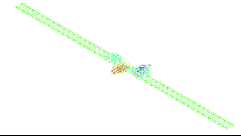
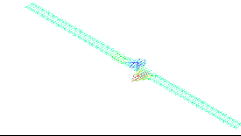
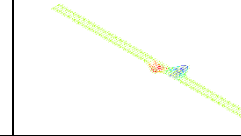
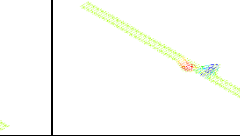
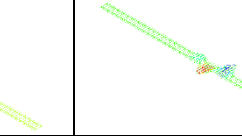
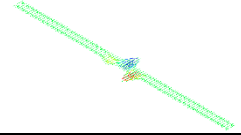
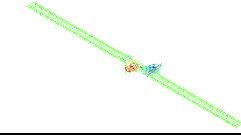
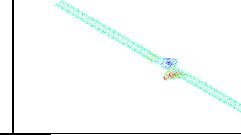
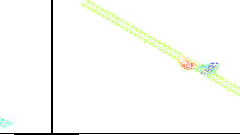
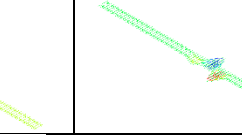
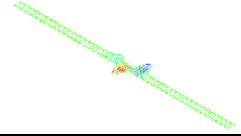
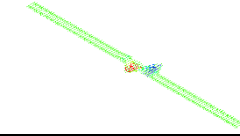
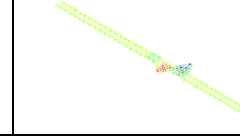
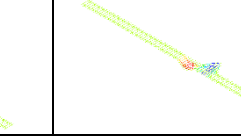
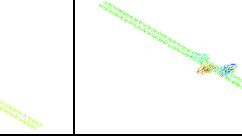
ตาราง 4.6 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟพร้อมรางรถไฟ ที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS80

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
60					
120					
180					
240					
300					
360					

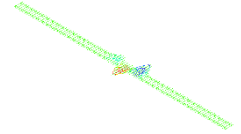
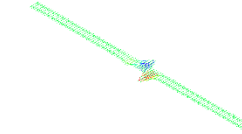
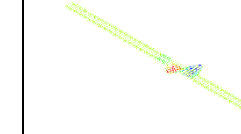
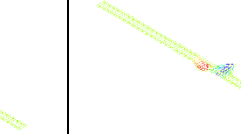
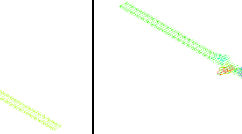
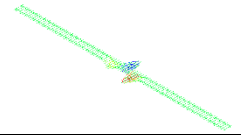
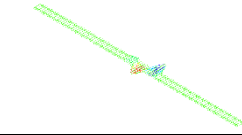
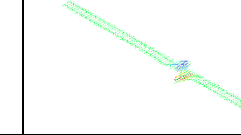
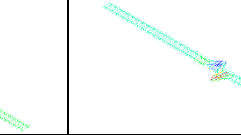
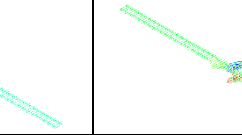
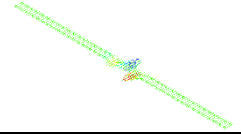
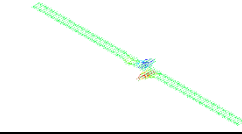
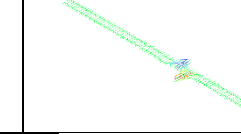


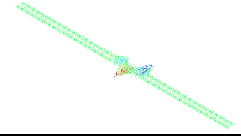
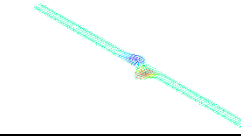
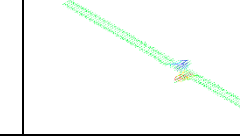


ตาราง 4.6 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟพร้อมรางรถไฟ ที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS80 (ต่อ)

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
420					
480					
540					
600					

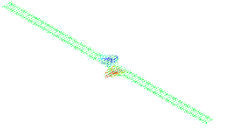
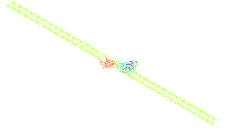
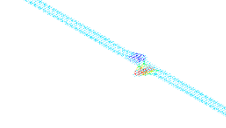
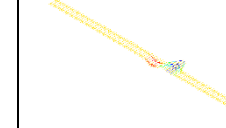
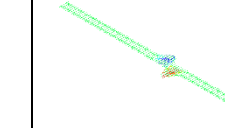
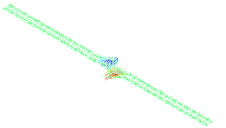
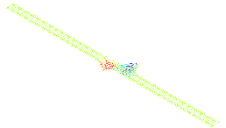
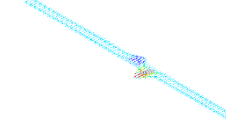
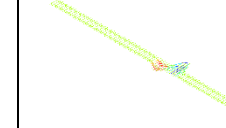
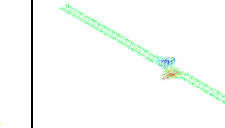
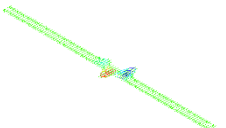
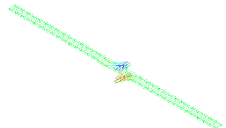
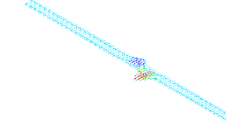
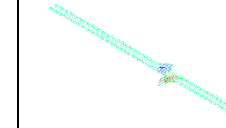
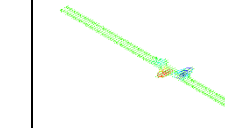
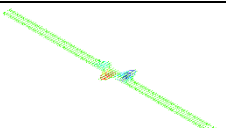
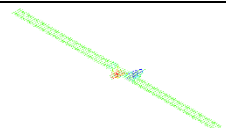
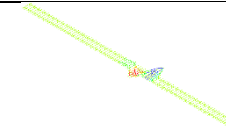
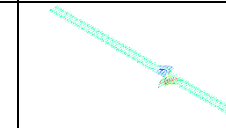
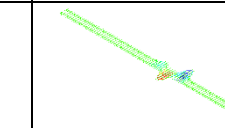
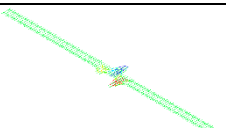
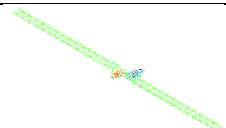
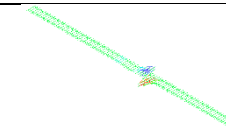
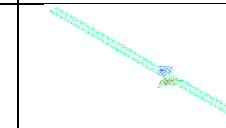
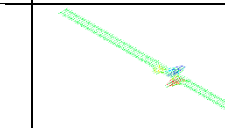
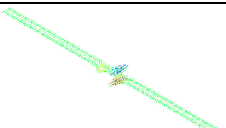
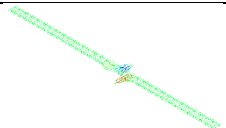
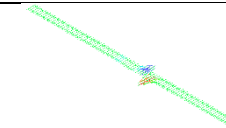
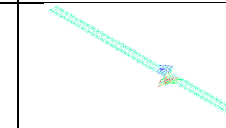
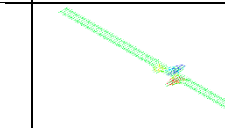
ตาราง 4.7 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟพร้อมรางรถไฟ ที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS100

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
60					
120					
180					
240					
300					
360					

ตาราง 4.7 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟพร้อมรางรถไฟ ที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS100 (ต่อ)

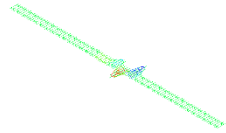
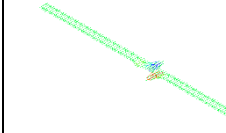
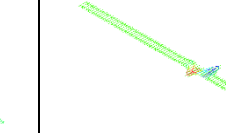
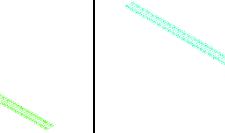
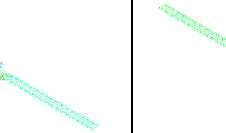
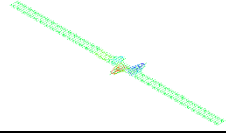
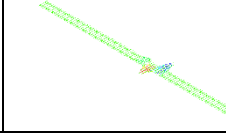
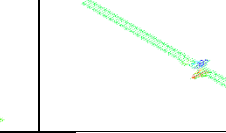
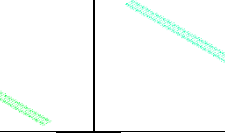
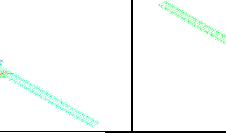
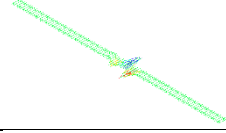
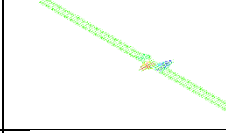
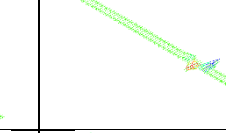
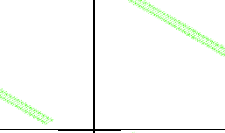
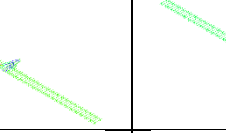
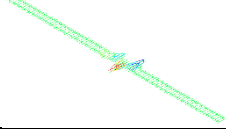
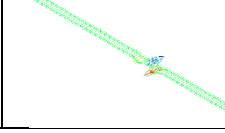
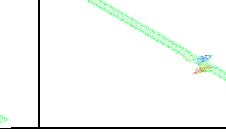
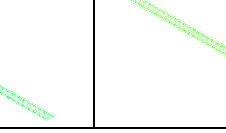
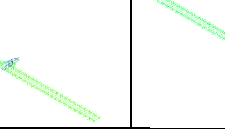
Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
420					
480					
540					
600					

ตาราง 4.8 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟพร้อมรางรถไฟ ที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS80

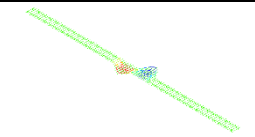
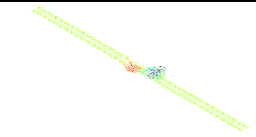
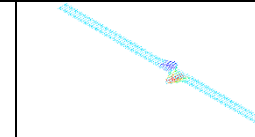

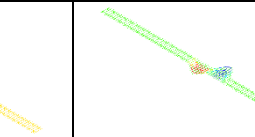
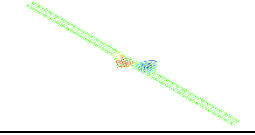
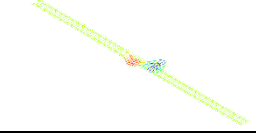
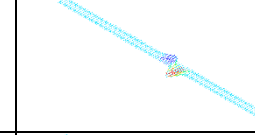
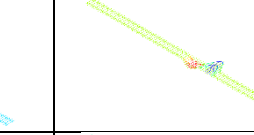
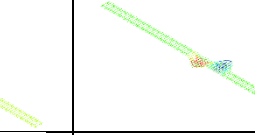
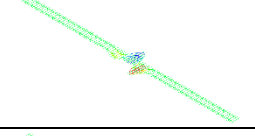
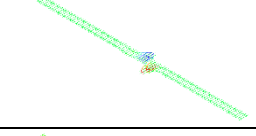
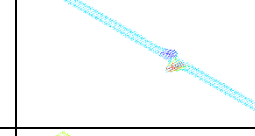
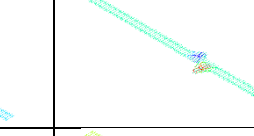
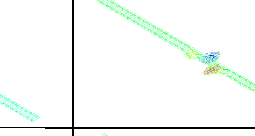
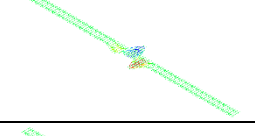
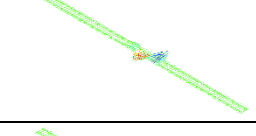
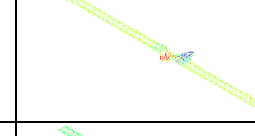
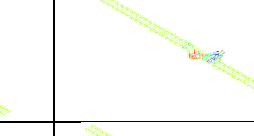

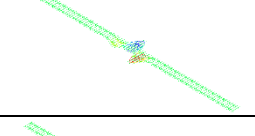
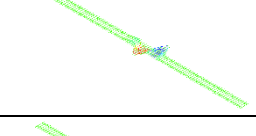
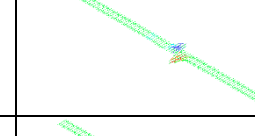
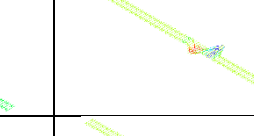

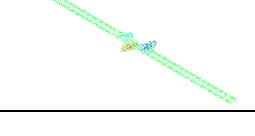
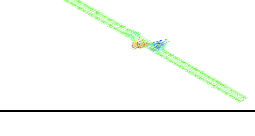
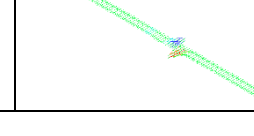
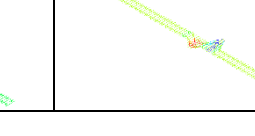
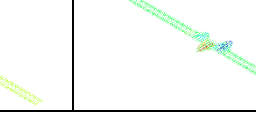
Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
100					
200					
300					
400					
500					
600					



ตาราง 4.8 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟพร้อมรางรถไฟ ที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS80 (ต่อ)

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
700					
800					
900					
1000					

ตาราง 4.9 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟพร้อมรางรถไฟ ที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS100

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
100					
200					
300					
400					
500					
600					

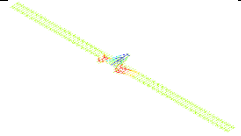
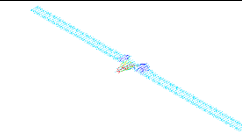
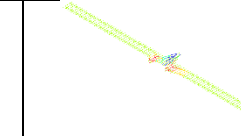
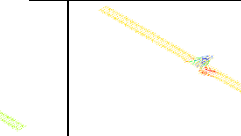
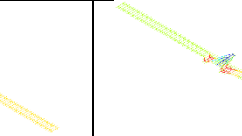
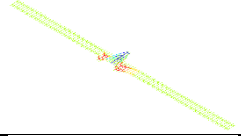
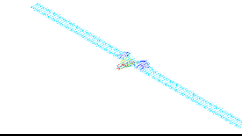
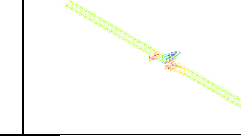

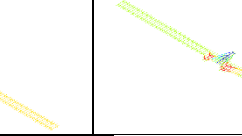
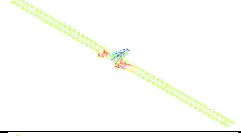
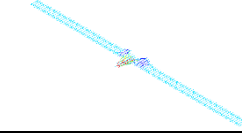
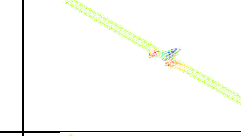


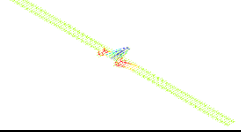
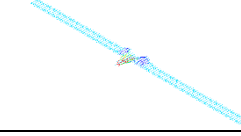
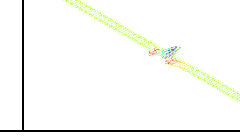

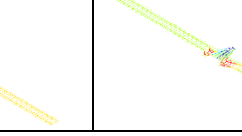
ตาราง 4.9 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟพร้อมรางรถไฟ ที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS100 (ต่อ)

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
700					
800					
900					
1000					

ตาราง 4.10 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟอยู่ที่กลางสแปน ที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS80

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
60					
120					
180					
240					
300					
360					

ตาราง 4.10 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟอยู่ที่กลางสแปน ที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS80 (ต่อ)

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
420					
480					
540					
600					

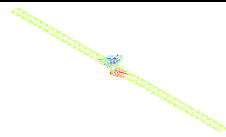
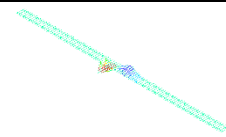
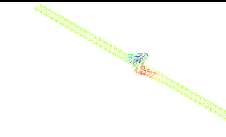
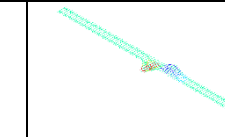
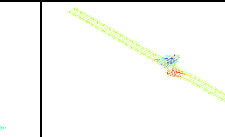
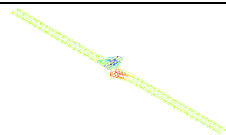
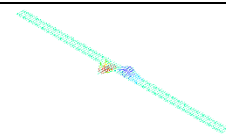
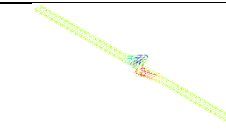
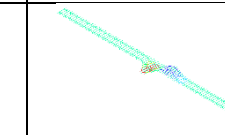
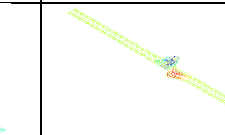
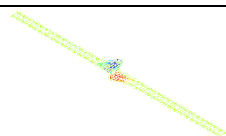
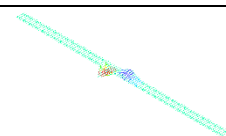
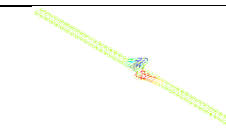
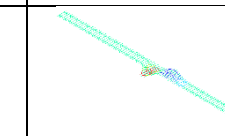
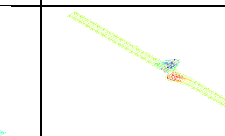
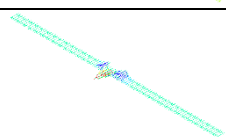
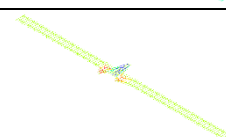
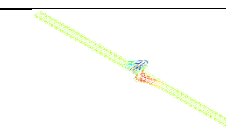
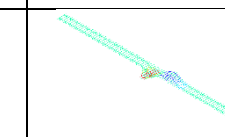
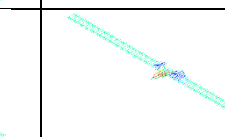
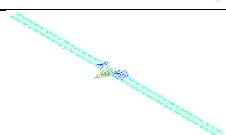
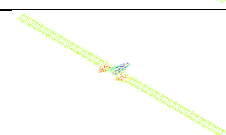
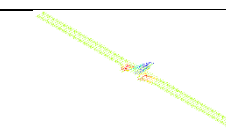
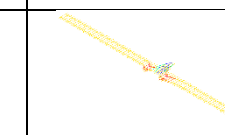
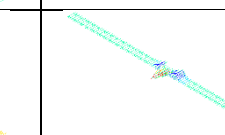
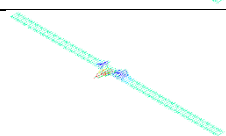
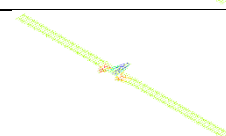
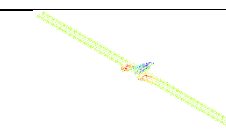
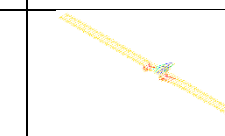
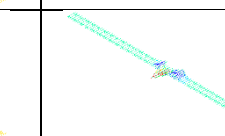
ตาราง 4.11 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟอยู่ที่กลางสเปน ที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS100

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
60					
120					
180					
240					
300					
360					

ตาราง 4.11 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟอยู่ที่กลางสแปน ที่ใช้หมอนรองไม้ และหน้าตัดราง BS100 (ต่อ)

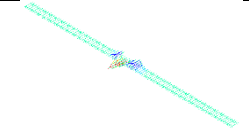
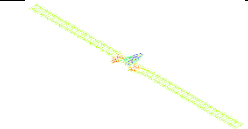
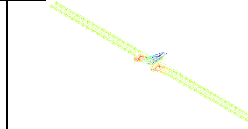
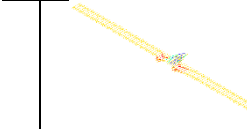
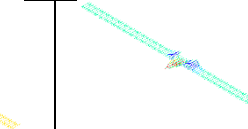
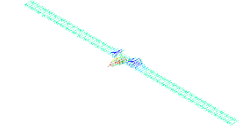
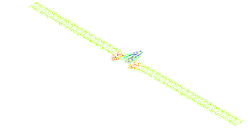
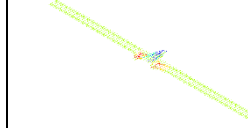
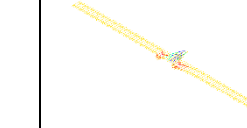
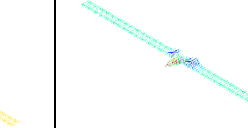
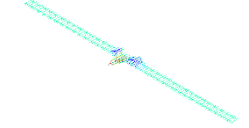
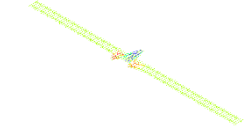
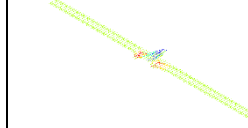
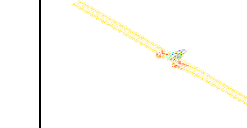
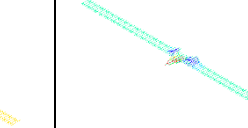
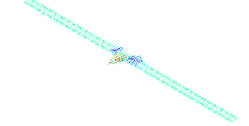
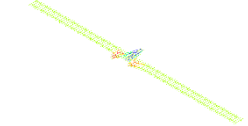
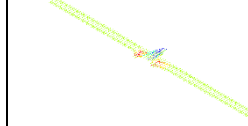
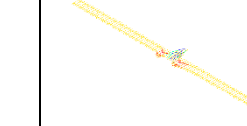
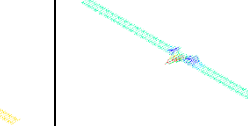
Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
420					
480					
540					
600					

ตาราง 4.12 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟอยู่ที่กลางสเปาน์ที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS80

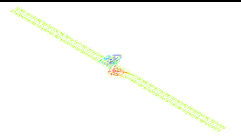
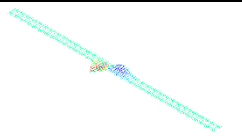
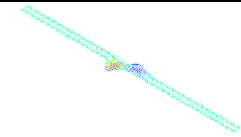
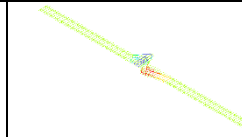
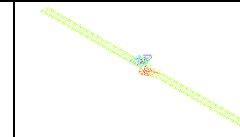
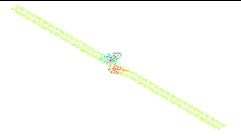
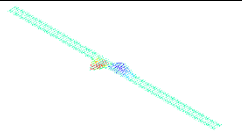
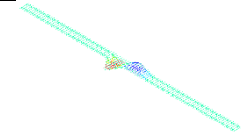
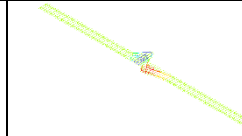
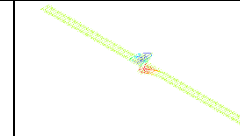
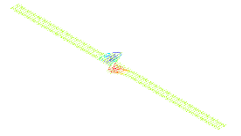
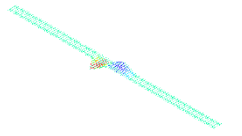
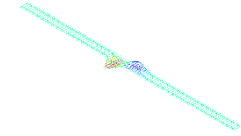
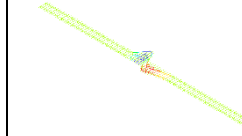
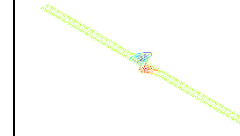
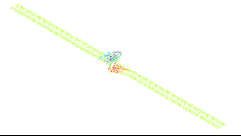
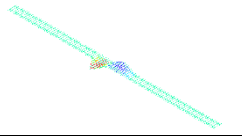
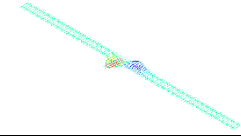
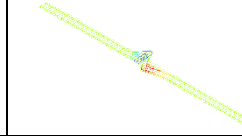
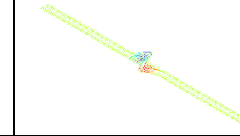
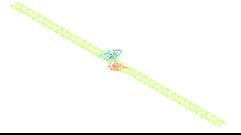
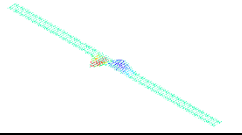
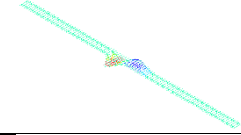
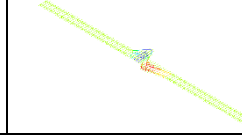
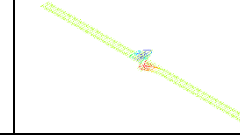
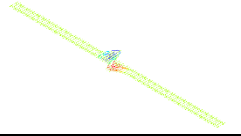
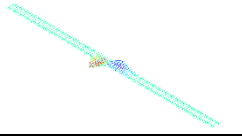
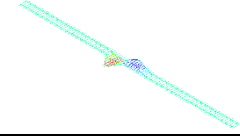
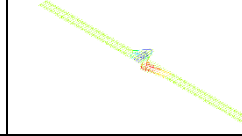
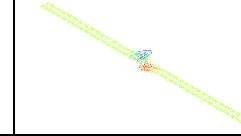
Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
100					
200					
300					
400					
500					
600					



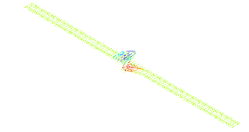
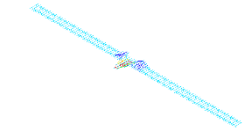
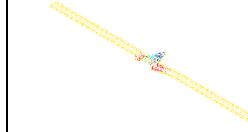
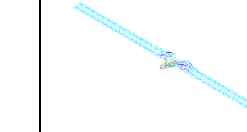
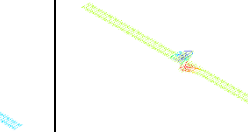
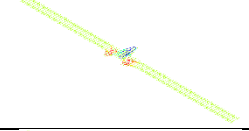
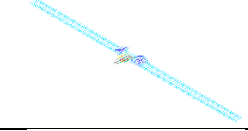
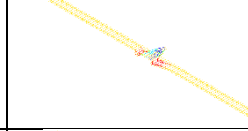
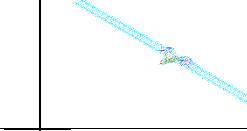
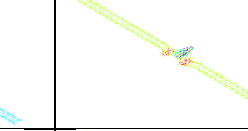
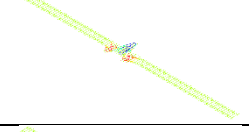
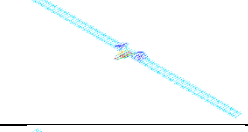
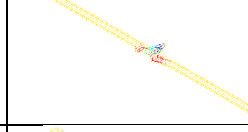
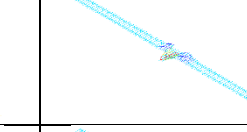
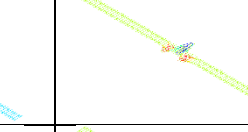
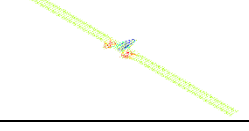
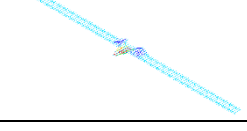
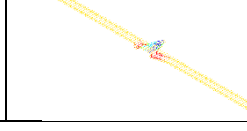
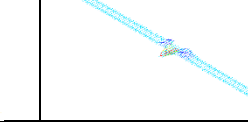
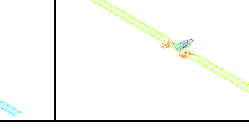
ตาราง 4.12 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟอยู่ที่กลางสเปาน์ที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS80 (ต่อ)

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
700					
800					
900					
1000					

ตาราง 4.13 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟอยู่ที่กลางสแปน ที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS100

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
100					
200					
300					
400					
500					
600					

ตาราง 4.13 Buckling shape ของโครงสร้างทางรถไฟแบบมีแรงลากจูงกรณีน้ำหนักล้อรถไฟอยู่ที่กลางสเปน ที่ใช้หมอนรองคอนกรีต และหน้าตัดราง BS10 (ต่อ)

Lateral stiffness (N/mm)	Unbraced length (m)				
	12	24	36	48	60
700					
800					
900					
1000					

## บทที่ 5

### สรุปผลการวิจัย

การวิเคราะห์ผลของการโก่งเดาะของโครงสร้างทางรถไฟขนาด 1 เมตร ซึ่งพิจารณาผลของ อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป โดยวิเคราะห์โครงสร้างทางรถไฟชนิดมีชั้นหินโรยทาง โดยศึกษาผลของตัวแปรต่างๆที่ส่งผลต่อการเกิดการโก่งเดาะของโครงสร้างทางรถไฟ ได้แก่ ความต้านทานด้านข้าง (Lateral resistance), หน้าตัดของรางรถไฟ (Rail Section) ,แรงลากจูง (Traction Force) และ รูปร่างการโก่งเดาะ (Buckling shape) ซึ่งอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปนั้นสามารถหาได้จากการ พิจารณาแรงตามแนวแกน

จากการศึกษาผลของความต้านทานด้านข้าง (Lateral resistance) ที่ขนาด 60 – 600 N/mm สำหรับหมอนรองไม้ และ 100 – 1,000 N/mm สำหรับหมอนรองคอนกรีต พบว่าเมื่อความต้านทานด้านข้างมีค่าสูงขึ้น จะทำให้โครงสร้างทางรถไฟมีอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปสูงขึ้นนั้นคือสามารถต้านทานการเกิดการโก่งเดาะได้มากขึ้น

สำหรับหน้าตัดของรางรถไฟ (Rail Section) ที่ได้ศึกษาหน้าตัดขนาด BS80 และ BS100 พบว่าทั้งสองหน้าตัดนั้นมีความสามารถในการต้านทานการเกิดการโก่งเดาะได้ใกล้เคียงกัน และเมื่อพิจารณาที่ความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างจะเห็นว่า ที่ความยาว 12 เมตรมีค่าของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปสูงที่สุด และเมื่อความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างเพิ่มขึ้นก็จะสามารถต้านทานการเกิดการโก่งเดาะได้ลดลง นอกจากนี้เมื่อพิจารณาชนิดของหมอนรองรางจะพบว่า หมอนรองคอนกรีตจะมีค่าของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปสูงกว่าหมอนรองไม้ประมาณ 21%

ในส่วนของแรงลากจูง (Traction Force) พบว่าในกรณีที่น้ำหนักของล้อกระทำที่กึ่งกลางของรางช่วงปราศจากการยึดรั้งด้านข้างจะมีความเสี่ยงเกิดการโก่งเดาะในรางรถไฟมากกว่ากรณีที่น้ำหนักของล้อกระทำคร่อมรางรถไฟ และในกรณีที่พิจารณาแรงลากจูงจะมีความเสี่ยงที่จะเกิดการโก่งเดาะมากกว่ากรณีที่ไม่มีพิจารณาผลของแรงลากจูง

ในการศึกษารูปร่างของการโก่งเดาะนั้นพบว่า เมื่อความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างเพิ่มขึ้น รูปร่างการโก่งเดาะของรางก็เพิ่มขึ้นเช่นกัน และที่ความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างเดียวกัน เมื่อค่า lateral stiffness เพิ่มขึ้นรูปร่างของการโก่งเดาะก็จะเพิ่มขึ้นเช่นกัน นอกจากนี้จะเห็นได้ว่าเมื่อความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างเพิ่มขึ้นจาก 12 เมตรเป็น 24 เมตร รูปร่างของการโก่งเดาะจะมีการเปลี่ยนแปลงมากที่สุดเมื่อเทียบกับความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างค่าอื่นๆ และเมื่อพิจารณาผลของแรงลากจูงจะเห็นว่ารูปร่างของการโก่งเดาะเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยจากการศึกษาผลของทั้ง 4 ตัวแปร ของโครงสร้างทางรถไฟ ของโครงสร้างทางรถไฟที่ใช้ หมอนรองรางไม้ มี Lateral stiffness 60 N/mm ใช้หน้าตัด BS80 และพิจารณาแรงลากจูงโดยใส่น้ำหนักของล้อกระทำที่กึ่งกลางช่วงความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง จะพบว่ารางรถไฟสามารถต้านทาน

อุณหภูมิได้  $17.08\text{ }^{\circ}\text{C}$  โดยเมื่อแปลงเป็นอุณหภูมิบนรางรถไฟจะมีค่า  $44.08\text{ }^{\circ}\text{C}$  ทำให้สามารถสรุปแนวทางการป้องกันการเกิดการโก่งเดาะได้โดยเพิ่มชั้นหินด้านล่าง หรือเพิ่มขนาดรางรถไฟให้มีขนาดใหญ่ขึ้น และกำหนดช่วงปราศจากการยึดรั้งที่เหมาะสม รวมทั้งเลือกใช้หมอนรองรางคอนกรีตแทนหมอนรองรางไม้ เพื่อช่วยเพิ่มการต้านทานของอุณหภูมิของโครงสร้างทางรถไฟ นอกจากนี้ การลดความเร็วของรถไฟในช่วงที่มีอุณหภูมิสูงเพื่อลดผลจากแรงลากจูงก็จะช่วยให้รางรถไฟสามารถต้านทานอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปได้สูงขึ้นอีกด้วย

ผลจากการวิจัยนี้จะช่วยให้วิศวกรระบบรางเข้าใจพฤติกรรมของรางรถไฟในการเกิดการโก่งเดาะได้มากขึ้น และสร้างความตระหนักรู้ในการตรวจสอบและบำรุงรางรถไฟให้ใช้งานได้ดีอยู่เสมอ

#### ข้อเสนอแนะเพิ่มเติม

- ในงานวิจัยนี้ได้วิเคราะห์ผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปโดยใช้วิธีแบบ Linear Buckling Analysis ซึ่งจะให้ค่าที่สูงกว่าความเป็นจริง จึงควรวิเคราะห์ผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปโดยใช้วิธีแบบ Nonlinear Buckling Analysis ต่อไปในอนาคต
- ในงานวิจัยนี้ค่า properties ต่างๆยังใช้การอ้างอิงจากงานวิจัยในอดีตซึ่งอาจมีบางค่าที่ต่างจากค่าที่ใช้ในรางรถไฟของประเทศไทย
- เนื่องจากการพิจารณารางรถไฟเป็นแบบเส้นตรง 1 มิติ และไม่ได้พิจารณาผลของแรงบิด ซึ่งในความเป็นจริงการโก่งเดาะของรางรถไฟอาจเป็นผลมาจากการโก่งเดาะด้านล่างเนื่องจากการบิดหรือ Lateral Torsional Buckling ได้
- อาจพิจารณาการโก่งเดาะที่เกิดขึ้นจากทางโค้งเพื่อนำมาเปรียบเทียบผลของการโก่งเดาะในทางตรงเพิ่มเติม
- อาจพิจารณาผลจากรางรถไฟที่มีตำหนิบนรางเพิ่มเติมเพื่อนำมาเปรียบเทียบเพิ่มเติม

## เอกสารอ้างอิง

- Carvalho, J., Delgado, J., Calcada, C., Delgado, R. (2013). A new methodology for evaluating the safe temperature in continuous welded rail tracks. *Int. J. Struct. Stab. Dyn*, 13, 1350016
- Kim, Y. H. (2010). Technical trend analysis of railway policy and railway operation. *Proceedings of the KSR Conference, 2010*, 1171-1176.
- Janin, G., Prud'homme, M.A. (1969). The stability of tracks laid with long welded rails. *Int. Rail*, 46, 459-487.
- Ngamkhanong, C., Wey, C. M., & Kaewunruen, S. (2020). Buckling Analysis of Interspersed Railway Tracks. *Applied Sciences*, 10(9), 3390.
- Ngamkhanong, C., Kaewunruen, S., & Baniotopoulos, C. (2021). Nonlinear buckling instabilities of interspersed railway tracks. *Computers and Structures*, 249, 106516
- Ngamkhanong, C., Kaewunruen, S., & Baniotopoulos, C. (2021). Influences of ballast degradation on railway track buckling. *Engineering Failure Analysis*, 122, 105252
- Ngamkhanong, C., Kaewunruen, S., & Baniotopoulos, C. (2021). Thermal buckling behaviour of degraded railway tracks. *VCDRR2021*, 148
- Ngamkhanong, C., Feng, B., Tutumluer, E., Hashash, Y. M.A., Kaewunruen, S. (2021). Evaluation of lateral stability of railway tracks due to ballast degradation. *Construction and Building Materials*, 278, 122342
- Oslakovic IS, Maat HWT, Hartmann A, Dewulf G. (2013) Risk assessment of climate change impacts on railway infrastructure, 2013
- Palin, E. J., Oslakovic, I. S., Gavin, k., Quinn, A. (2021) Implications of climate change for railway infrastructure. *Wiley interdisciplinary reviews: Climate Change*,12(5)

Quinn, A.D., Jack, A., Hodgkinson, S., Ferranti, E.J.S., Beckford, J., Dora, J. (2017). RAIL ADAPT Adapting the Railway for the Future; International Union of Railways (UIC): Paris, France, 2017

Yang, G., Bradford, M.A. (2016). Thermal-induced buckling and postbuckling analysis of continuous railway tracks. *Int. J. Solids Struct*, 97–98, 637–649.

Zakeri, J.A., Esmaili, M., Kasraei, A., Bakhtiary, A. (2014) A numerical investigation on the lateral resistance of frictional sleepers in ballasted railway tracks. *Rail Rapid Transit*, 230, 440–449

Tulika Bose, Eyal Levenberg and Varvara Zania (2018) Analyzing Track Responses to train braking

Jay Srivastava, Prabir Sarka, Vinyak Ranjan (2016) Effects of thermal load on wheel-rail contacts: A Review

Attapon . (2018) techniques in railway Construction in ballasted track, *Fundamental of railway track engineer* (2018)

Atima, Saksid, Madison, Ella, Thanakorn, Suthirat, Yos. 2023. Greenhouse Gas and Public Health Services. 2 Feb 2023.

## การวิเคราะห์อุณหภูมิโก่งเดาะของโครงสร้างทางรถไฟด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

### Buckling temperature analysis of railway track using FEM

สรวิชัย มาจันทร์<sup>1</sup> สิทธิวรรณ แต่งวงศ์วาท<sup>2</sup> และ ชยุตม์ งามโขง<sup>3</sup>

<sup>1,2,3</sup> ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จ.กรุงเทพฯ

#### บทคัดย่อ

ในปัจจุบันโครงการรถไฟนั้นได้เพิ่มขึ้นอย่างมากในประเทศไทย โดยได้มีวัตถุประสงค์ของโครงการคือเพิ่มความจุ ลดระยะเวลาในการเดินทาง และความสะดวกรวดสบาย อย่างไรก็ตามโครงสร้างรางรถไฟที่เพิ่มขึ้นนั้นควรมีการบำรุงรักษาโครงสร้างให้อยู่ในสภาพที่ดีอยู่เสมอ นอกจากการลดประสิทธิภาพที่เกิดขึ้นจากความหนาแน่นของบุคคล แล้วสิ่งแวดล้อมยังมีอิทธิพลอย่างมากโดยเฉพาะอย่างยิ่ง ภาวะโลกร้อนที่เกิดขึ้นในปัจจุบัน อาจทำให้เกิดความเสี่ยงต่อโครงสร้างรางรถไฟทำให้เกิดการโก่งเดาะได้ ซึ่งอาจทำให้เกิดการสูญเสียทรัพย์สินจำนวนมาก

อุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นนั้นส่งผลให้รางรถไฟชนิดเชื่อมต่อเนื่อง (Continuous Welded Rail) ซึ่งเป็นรางที่ใช้ในปัจจุบัน เกิดความเค้นเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง อาจส่งผลให้ความเค้นที่เพิ่มขึ้นนั้นเกินค่าความต้านทานของรางรถไฟ โดยในปัจจุบันได้มีการศึกษาและวิเคราะห์การโก่งเดาะของรางรถไฟอย่างมาก แต่สำหรับรางรถไฟขนาด 1 เมตร (meter gauge) ซึ่งเป็นรางรถไฟที่ถูกใช้เป็นหลักในประเทศไทยนั้น ยังไม่ได้ศึกษามากอย่างที่ควร ในงานวิจัยฉบับนี้จึงได้ทำการวิเคราะห์อุณหภูมิที่สามารถต้านทานการโก่งเดาะได้ด้วยวิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (Linear Analysis) โดยการจำลองโมเดลแบบ 3 มิติ (Three-dimensional railway track model) ด้วยโปรแกรม LS-DYNA ในการวิเคราะห์นั้นได้เพิ่มพารามิเตอร์ที่ส่งผลต่อความต้านทานการโก่งเดาะ ได้แก่ ชนิดของหมอนรองทาง (Sleeper) , หินโรยทาง (Ballast), และการจำลองแรงที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักของรถไฟ ผลลัพธ์จากการวิจัยนี้จะช่วยให้วิศวกรระบบรางเข้าใจพฤติกรรมของการโก่งเดาะและช่วยให้ตระหนักในการบำรุงรักษารางรถไฟให้ดียิ่งขึ้น

คำสำคัญ: รางรถไฟ, การโก่งเดาะ, รางรถไฟขนาด 1 เมตร

#### Abstract

Presently, the railway project in Thailand has significantly expanded. The objectives of the project include increasing

capacity, reducing travel time, and improving convenience. However, the increased infrastructure should be consistently maintained in good condition. In addition to the decrease in efficiency caused by overcrowding, the environment also plays a significant role. The current global warming situation poses a risk to the railway infrastructure, potentially leading to significant asset losses. The rising temperatures have resulted in increased continuous welded rail (CWR) expansion. This continuous expansion may exceed the resistance limit of the railway tracks or losing stability. There are a lot of studies and analysis have been conducted on track buckling. However, limited research has been done specifically on the 1-meter gauge tracks that extensively used in Thailand. In this research, the analysis of temperature effects on track buckling was conducted using linear analysis and a three-dimensional railway track model by simulated in the LS-DYNA software. And considering the parameters what affecting track buckling resistance, such as sleeper type, ballast, and forces that cause by wheel load from train, were included. The results of this study will provide insights for railway engineers to understand track buckling behavior and raise awareness of the importance of consistent maintenance and upkeep of railway tracks.

Key words: Railway track; Track buckling; Meter gauge

#### 1. บทนำ

ในปัจจุบัน โลกของเรากำลังเผชิญหน้ากับภาวะโลกร้อนที่ส่งผลให้โลกของเรามีอุณหภูมิเฉลี่ยที่สูงขึ้น ซึ่งส่งผลกระทบต่อระบบขนส่งทางรางที่ถือว่าเป็นระบบขนส่งที่สามารถขนส่งได้ในปริมาณมาก และเป็นรูปแบบขนส่งที่ยั่งยืนอย่างมากในปัจจุบันเนื่องจากการขนส่งทางถนนสัญจรอาจไม่เหมาะสมสำหรับขนส่งในปริมาณมาก โดยหนึ่งในส่วนที่สำคัญของ



ระบบขนส่งทางรางคือโครงสร้างทาง และโครงสร้างทางไม่มีประสิทธิภาพ เนื่องจาก ไม่มีการวางแผนเพื่อซ่อมบำรุงที่ดี อีกทั้งไม่ได้ถูกใช้อย่างเต็มที่ โดยพบว่าอุณหภูมิที่เพิ่มสูงขึ้นมีผลกระทบต่อโครงสร้างทางรถไฟรูปแบบที่มีหินโรยทาง (Ballasted track) และเชื่อมต่อกันต่อเนื่อง (Continuous Welded Rail) เนื่องจากทางรถไฟแบบเชื่อมกันต่อเนื่องได้เริ่มใช้กันอย่างแพร่หลายในหลายประเทศซึ่งในทางรถไฟชนิดนี้ สามารถลดการสั่น (Vibration) ที่เกิดขึ้นและสามารถลดแรงกระแทก (Impact load) ได้สูงขึ้น อีกทั้งผู้โดยสารยังมีความรู้สึกปลอดภัยมากกว่า เมื่อโครงสร้างเหล็กที่เป็นส่วนหนึ่งในระบบรางเกิดการขยายตัวเนื่องจากอุณหภูมิที่สูงขึ้นทำให้เกิดแรงอัดขึ้นภายในโครงสร้างทางรถไฟ ถ้าหากแรงอัดมีขนาดมากขึ้นจนเกินขีดกำลังต้านทานการโก่งเดาะ (Buckling Strength) ทางรถไฟนั้นก็จะเกิดการบิดเบือนโก่งเดาะ (Buckling Failure) ขึ้นในแนวระนาบ

จากข้อมูลสถิติอุณหภูมิสูงสุดในช่วงฤดูร้อนของประเทศไทย ในช่วง 10 ปีที่ผ่านมาพบว่า ประเทศไทยมีอุณหภูมิสูงสุดถึง 44.6 องศาเซลเซียสและมีแนวโน้มที่จะสูงขึ้น นอกจากนี้อุณหภูมิทางรถไฟนั้นอาจสูงกว่าอุณหภูมิโดยรอบได้ถึง 20 องศาเซลเซียส และเมื่อรวมกับการเสียดสีของทางรถไฟกับล้อรถไฟแล้วนั้นอาจทำให้อุณหภูมิของทางรถไฟสูงขึ้นอีก เมื่ออุณหภูมิของทางรถไฟสูงกว่าค่า SFT (Stress free temperature) ซึ่งเป็นอุณหภูมิที่ทำให้ความเครียดในรางเป็น 0 จะทำให้ทางรถไฟเกิดการขยายตัว แต่เนื่องจากปลายของทางรถไฟสามารถยึดออกได้อย่างอิสระ แต่ในส่วนตรงกลางของรางนั้นไม่สามารถยึดขยายได้ทำให้เกิดแรงในแนวแกนที่เพิ่มขึ้น ส่งผลให้เกิดความเสียหายของทางรถไฟ เกิดการโก่ง คด งอขึ้นได้ ซึ่งส่งผลให้เกิดความเสียหายทั้งในโครงสร้างราง รถไฟ และอาจทำให้เกิดอุบัติเหตุในผู้ใช้บริการระบบขนส่งทางรางได้

ปัญหาการโก่งเดาะของทางรถไฟเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมินั้น ยังถือว่าเป็นปัญหาที่สำคัญและมีโอกาสที่จะเกิดมากขึ้นในอนาคตเนื่องจากภาวะโลกร้อนที่ทำให้อุณหภูมิโลกสูงขึ้น ส่งผลให้เกิงานวิจัยขึ้นเพื่อศึกษาผลกระทบต่องานโครงสร้างทางรถไฟในประเทศไทยที่มีขนาดทางแบบ 1 เมตร (metre gauge track)

เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ และหาแนวทางการป้องกันการโก่งเดาะของทางรถไฟเนื่องจากอุณหภูมิอย่างยั่งยืน

## 2. ระเบียบวิธีวิจัย

การวิเคราะห์การโก่งเดาะของโครงสร้างทางรถไฟขนาด 1 เมตร โดยพิจารณาถึงผลของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป ซึ่งในการวิเคราะห์ได้วิเคราะห์โครงสร้างทางรถไฟที่มีลักษณะแบบชั้นหินโรยทางและเป็นรางแบบเชื่อมต่อเนื่อง ซึ่งมีความเสี่ยงสูงต่อการโก่งเดาะในช่วงเวลาที่มีอุณหภูมิสูง ในการวิเคราะห์ดังกล่าวจะทำการจำลองโมเดลโดยใช้วิธี three-dimensional finite element model ขึ้นในโปรแกรม LS-DYNA (Livermore Software Technology Corporation (LSTC), 2018) และวิเคราะห์ผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปโดยใช้วิธีแบบ Linear Buckling Analysis โดยในวิธีดังกล่าวสามารถลดเวลาในการวิเคราะห์ได้มากกว่า Nonlinear

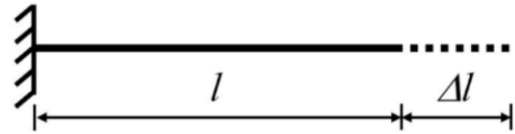
Buckling Analysis ทำให้สามารถลดเวลาในการศึกษาได้ ในการวิเคราะห์ได้คำนึงถึงแรงต้านทานด้านข้าง รวมถึงตัวแปรที่เกี่ยวข้อง

### 2.1 เสถียรภาพทางรถไฟ (Railway Track Stability)

เสถียรภาพ หรือ Stability ในความหมายทางด้านวิศวกรรมโยธาหมายถึง เสถียรภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างอาคาร (Structural Stability) แต่ในด้านของโครงสร้างทางรถไฟ Stability หมายถึงความสามารถในการต้านทานการเกิด Buckling โดยในทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการ Buckling จะสามารถแบ่งได้เป็น Axial force in rail และ Critical buckling load

#### 2.1.1 Axial force in rail

เนื่องจากทางรถไฟที่กำลังศึกษามีลักษณะเป็น Continuously Welded Rail (CWR) เมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิเกิด Thermal Expansion ขึ้นทำให้เหล็กที่ทำหน้าที่เป็นราง เกิดการขยายและหดตัว รูปที่ 2.1 แสดงให้เห็นถึงการจำลองโมเดลของรางอย่างง่าย โดยปลายด้านหนึ่งถูก Fixed อีกด้านหนึ่งปล่อยให้อิสระ ผลของ Thermal Expansion ทำให้เกิดความยาวที่เปลี่ยนแปลงไป คือ  $\Delta l$



รูปที่ 1 การเปลี่ยนแปลงความยาวของคานที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ (Ngamkhanong (2022))

การเปลี่ยนแปลงจะแปรผันตรงกับสมบัติของวัสดุที่เรียกว่า Thermal Expansion Coefficient,  $\alpha$  การเปลี่ยนแปลงของความยาวสามารถคำนวณจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิได้ดังนี้

$$\Delta l = \alpha \Delta T l \quad (1)$$

โดยที่  $\Delta l$  คือความยาวที่เปลี่ยนแปลงไป

$\alpha$  คือ Thermal expansion Coefficient

$\Delta T$  คืออุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป  $T_{after} - T_{before}$

$l$  คือความยาว

หากกำหนดให้ปลายทั้ง 2 ข้าง เป็นลักษณะ fixed เพื่อต้านการหมุนและการเคลื่อนที่ การยึดขยายจากผลของ Thermal expansion จะทำให้เกิดแรง Axial Force ตามแนวแกน โดยสามารถหาได้ดังต่อไปนี้

$$P = EA\alpha \Delta T \quad (2)$$

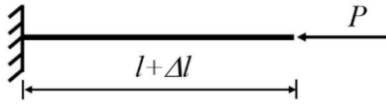
โดยที่  $E$  คือ young modulus of steel

$A$  คือ rail cross section area

$\alpha$  คือ Thermal expansion of steel ( $1.17 \times 10^{-5} 1/^{\circ}C$ )

$\Delta T$  คือ อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป  $T_{rail} - T_{SFT}$

โดยที่ Stress-Free Temperature (SFT) เป็นจุดอ้างอิงอุณหภูมิที่ไม่ทำให้รางรถไฟเกิดแรงดึง (Tension) หรือแรงอัด (Compression) ณ อุณหภูมินั้นๆ โดยในประเทศไทยได้มีการกำหนดค่า SFT ไว้ที่ 27 องศาเซลเซียส



รูปที่ 2 แรงตามแนวแกนที่กระทำที่ปลายของคาน (Ngamkhanong (2022))

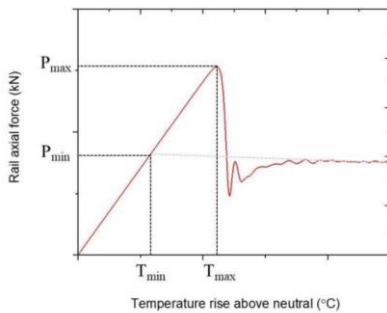
### 2.1.2 Critical Buckling load

การเกิด Buckling ในรางรถไฟขึ้นกับความสามารถในการทนต่ออุณหภูมิของโครงสร้างทางรถไฟ โดย Critical buckling load สามารถคำนวณได้จาก Euler Formula ดังต่อไปนี้

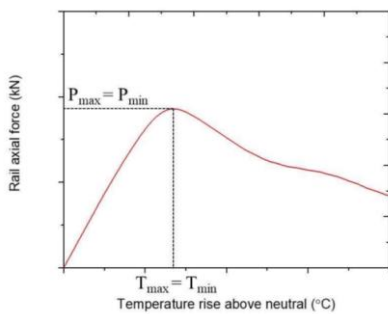
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (3)$$

โดยที่  $P_{cr}$  คือ the critical buckling load  
 $L$  คือ buckling length  
 $E$  คือ modulus of elasticity  
 $I$  คือ moment of inertia  
 $K$  คือ effective length factor

การเกิด Buckling จะมี 2 รูปแบบได้แก่ Snap-through buckling ดังรูปที่ 2.3 และ Progressive buckling ดังรูปที่ 2.4 โดยเมื่อสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง อุณหภูมิและแรงตามแนวแกน (Axial force) พบว่าในแบบ Snap-through buckling การเกิด Buckling จะส่งผลให้แรง Axial force ลดลงแบบฉับพลัน ในขณะที่เกิดการเกิดแบบ Progressive buckling จะทำให้แรง Axial force ค่อยๆ ลดลง



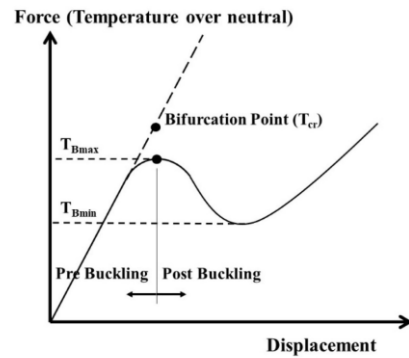
รูปที่ 3 การเกิด buckling แบบ Snap-through buckling (Ngamkhanong 2022)



รูปที่ 4 การเกิด buckling แบบ Progressive buckling (Ngamkhanong 2022)

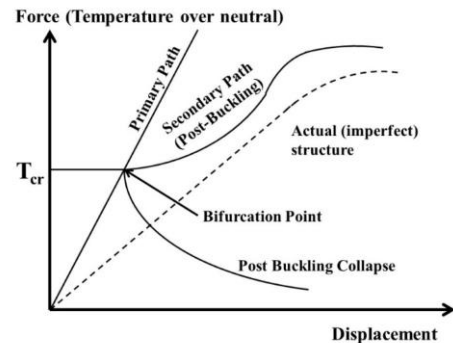
## 2.2 Eigen Value Analysis

ในการศึกษาจะใช้ทฤษฎีการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (Linear analysis) เพื่อหา Buckling temperature ในการใช้วิธีการดังกล่าวทำให้สามารถลดเวลาในการศึกษาได้ ช่วงที่ทำให้เกิด Buckling จะอยู่ระหว่างอุณหภูมิสูงสุดที่ทำให้เกิดการ Buckling ( $T_{Bmax}$ ) และ อุณหภูมิต่ำสุด ( $T_{Bmin}$ ) และอุณหภูมิที่แยกระหว่าง Pre-Buckling state และ Post-Buckling state คือจุดที่เรียกว่า Bifurcation Point ( $T_{cr}$ ) โดยอุณหภูมิต่ำสุดเป็น ( $T_{Bmin}$ ) เป็น Lower Bound ที่ทำให้รางเกิดการ Buckling ได้ หากมีพลังงานที่เพียงพอ และหากอุณหภูมิต่ำกว่าค่านี้จะไม่ทำให้รางเกิดการ Buckling ซึ่งสามารถอ้างอิงเป็น Safe Temperature ได้เช่นเดียวกัน



รูปที่ 5 Buckling Path (Ngamkhanong 2020)

ในการวิเคราะห์แบบ eigen buckling analysis ผลที่ออกมาจะได้ค่าเดียว ค่านี้คือ Bifurcation Point หลังจากการเกิด Buckling, Post buckling state จะไม่ตาม Primary path และใน Secondary Slope สามารถมีความชันเป็นทั้งบวกและลบได้



รูปที่ 6 Linear Buckling Path (Ngamkhanong 2020)

สมการที่แสดงถึงรูปที่ 2.5 คือ

$$|K + \lambda K_g| = 0$$

และรูปที่ 2.6 คือ

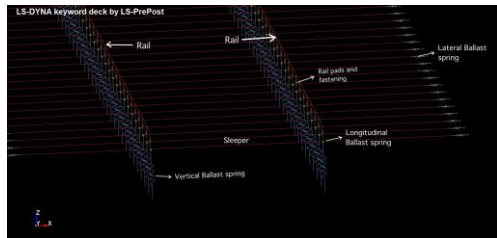
$$Kx = -\lambda K_g x$$

โดยที่  $K$  คือ global stiffness matrix  
 $X$  คือเวกเตอร์ที่แสดงถึง buckling mode  
 $\lambda$  คือ buckling load factor (BLF)

ในการศึกษาด้วยวิธีดังกล่าว eigenvalue analysis เป็นการคาดการณ์ค่า buckling temperature ที่อาจมีค่าที่มากกว่าปกติได้

### 2.3 Finite Element Modelling (FEM)

ในการจำลองโมเดล Finite Element Modelling จะทำการใช้โปรแกรม LS-DYNA โดยออกแบบให้เป็นโครงสร้างทางรถไฟที่มีชั้นหินโรยทาง มีความยาว 60 เมตร และมี 100 Spans โดยมี Spacing 0.6 เมตร โดยกำหนดให้รางและหมอนรองทางเป็น Beam elements ที่คำนึงถึง Torsion, Flexural Deformation และ Shear deformation ในการสร้าง Beam Element ดังกล่าวจะทำการใช้ SECTION\_BEAM และ MAT\_ELASTIC โดยที่เพิ่มคุณสมบัติ ในการยึดตามอุณหภูมิเพื่อจำลองคุณสมบัติเหล็กโดย Keyword MAT\_ADD\_THERMAL\_EXPANSION สำหรับ Rail Pads และ Fasteners ที่เป็นส่วนประกอบโครงสร้างทางรถไฟ ทำการใส่ Translational Spring จำนวน 3 ชั้น เพื่อแทน Pad Stiffness ในแนวแกนทั้ง 3 ทิศทางและใส่ rotational spring จำนวน 1 ชั้นเพื่อใช้แทน fastener resistance สำหรับในส่วนของหินโรยทางนั้น ในโครงสร้างทางรถไฟมีผลของ Shoulder เป็นแรงที่กระทำด้านข้าง ในการจำลองผลดังกล่าวใช้เป็น Tensionless support spring โดยจะเชื่อมติดกับปลายทั้งสองฝั่งของ Sleeper แทน normal spring เนื่องจากทำให้รางรถไฟสามารถเคลื่อนที่ ผ่าน support โดยไม่คิดผลของ Tensile support (Ngamkhanong et al., 2020) ซึ่งเป็นการนำเสนอพฤติกรรมของหินโรยทางในโครงสร้างทาง



รูปที่ 7 Ballasted railway track modelling

### 2.4 Material properties

การทำ finite element modeling นอกจากการสร้างโครงสร้างและกำหนดขอบเขตแล้วนั้น จะต้องกำหนดคุณสมบัติต่างๆของวัสดุ หรือ material properties ด้วย โดยในงานวิจัยนี้จะพิจารณารางรถไฟซึ่งใช้เหล็กเป็นวัสดุ โดยพิจารณารางรถไฟ 2 ชนิดคือ BS80 และ BS100 ซึ่งเป็นรางที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน ในส่วนของหมอนรองรางรถไฟจะพิจารณาเป็นหมอนรองไม้และหมอนรองคอนกรีตเพื่อให้สอดคล้องกับการใช้งานจริงในปัจจุบันและเพื่อเปรียบเทียบคุณสมบัติของหมอนทั้งสองชนิด และส่วนของหินโรยทางและระบบยึดจับรางรถไฟนั้น จะทำการจำลองเป็นสปริง โดยค่าคงที่ของแรงต้านทานตามแนวแกน x ของหินโรยทางทางที่ติดอยู่ที่ปลายของหมอนรองรางทั้ง 2 ด้านนั้น จะคิดค่า spring stiffness (k) ที่ค่า 60, 120, 180, 240, 300, 360, 420, 480, 540 และ 600 N/mm สำหรับหมอนรองไม้ และคิดค่า spring stiffness(k) ที่ค่า 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900 และ 1,000 N/mm สำหรับหมอนรองคอนกรีต เพื่อเปรียบเทียบผลของการโก่งเดาะที่เกิดขึ้นกับตัวรางที่เกิดจากแรงต้านของหินโรยทางต่างๆกัน

ตารางที่ 1 Material properties

Parameter list	Characteristic value	Unit
<b>Rail (Steel)</b>		
Modulus	$2 \times 10^5$	MPa
Density	7850	kg/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio	0.25	
Thermal expansion	$1.17 \times 10^{-5}$	1/°C
<b>Timber sleeper (Hardwood)</b>		
Modulus	$1.02 \times 10^4$	MPa
Shear modulus	$3.93 \times 10^3$	MPa
Density	1,100	kg/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio	0.2	
Lateral resistance	60 - 600	N/mm
Torsional fastening resistance	225	kN-m/rad
<b>Concrete sleeper</b>		
Modulus	$3.75 \times 10^4$	MPa
Shear modulus	$1.09 \times 10^4$	MPa
Density	2,740	Kg/m <sup>3</sup>
Poisson's ratio	0.2	
Lateral resistance	100 - 1,000	N/mm
Torsional fastening resistance	75	kN-m/rad

ตารางที่ 2 Section properties

Parameter list	Characteristic value	Unit
<b>BS80</b>		
Section area	5,071	mm <sup>2</sup>
Moment of inertia about z-axis	$2.196 \times 10^6$	mm <sup>4</sup>
Moment of inertia about y-axis	$1.209 \times 10^7$	mm <sup>4</sup>
Torsional constant	$1.429 \times 10^7$	mm <sup>4</sup>
Shear area	5,071	mm <sup>2</sup>
<b>BS100</b>		
Section area	6,393	mm <sup>2</sup>
Moment of inertia about z-axis	$3.650 \times 10^6$	mm <sup>4</sup>
Moment of inertia about y-axis	$1.961 \times 10^7$	mm <sup>4</sup>
Torsional constant	$2.326 \times 10^7$	mm <sup>4</sup>
Shear area	6,393	mm <sup>2</sup>

Note: X = แกนด้านข้าง (Lateral), Y= แกนตามยาว (Longitudinal), Z= แกนแนวดิ่ง (Vertical)

ตารางที่ 2 Section properties (ต่อ)

Parameter list	Characteristic value	Unit
<b>Timber sleeper (Hardwood)</b>		
Section area	$3.750 \times 10^4$	mm <sup>2</sup>
Moment of inertia about z-axis	$1.950 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
Moment of inertia about y-axis	$7.000 \times 10^7$	mm <sup>4</sup>
Torsional constant	$1.760 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
Shear area	$3.750 \times 10^4$	mm <sup>2</sup>
<b>Concrete sleeper</b>		
Section area	$3.750 \times 10^4$	mm <sup>2</sup>
Moment of inertia about z-axis	$1.950 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
Moment of inertia about y-axis	$7.000 \times 10^7$	mm <sup>4</sup>
Torsional constant	$1.760 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
Shear area	$3.750 \times 10^4$	mm <sup>2</sup>

Note: X = แกนด้านข้าง (Lateral), Y= แกนตามยาว (Longitudinal), Z= แกนแนวดิ่ง (Vertical)

ตาราง 3 Spring stiffness

Parameter list	Characteristic value	Unit
Ballast X (Timber sleeper)	60 - 600	N/mm
Ballast X (Concrete sleeper)	100 - 1,000	N/mm
Ballast Y	11000	N/mm
Ballast Z	$2.193 \times 10^4$	N/mm
Rail pad X	$7.000 \times 10^4$	N/mm
Rail pad Y	$7.000 \times 10^4$	N/mm
Rail pad Z	$1.700 \times 10^4$	N/mm
Rail pad RX	$2.250 \times 10^8$	N-mm/rad
Rail pad RY	$2.250 \times 10^8$	N-mm/rad
Rail pad RZ	$2.250 \times 10^8$	N-mm/rad

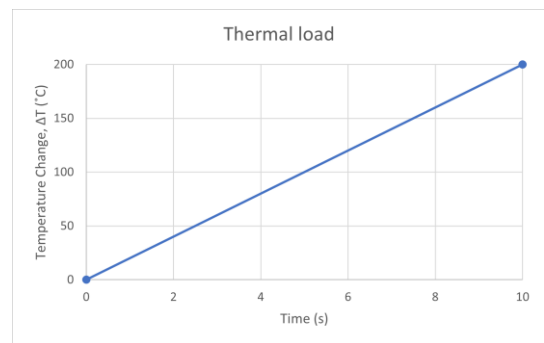
Note: X = แกนด้านข้าง (Lateral), Y= แกนตามยาว (Longitudinal), Z= แกนแนวดิ่ง (Vertical)

จากตารางที่ 3.3 ในงานวิจัยนี้จะพิจารณาค่า spring stiffness ของหินโรยทางในแกนด้านข้างที่ค่าต่างๆกัน เพื่อนำค่ามาเปรียบเทียบกับ โดยค่า spring stiffness นี้จะแทนค่าความต้านทานด้านข้างของหินโรยทาง

ซึ่งค่า spring stiffness นี้สามารถหาได้จากความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง lateral force กับ displacement ในช่วงที่เป็นเส้นตรง โดยในงานวิจัยนี้จะกำหนด Displacement ที่ 1 mm และใช้ lateral force ที่ 60 - 600 N สำหรับหมอนรองไม้ และใช้ lateral force ที่ 100 - 1,000 N สำหรับหมอนรองคอนกรีต

## 2.5 Load case

ในงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการโก่งคดของรางรถไฟชนิดมีหินโรยทางซึ่งเป็นโครงสร้างทางรถไฟของประเทศไทย เนื่องจากอุณหภูมิที่สูงขึ้นจากภาวะโลกร้อนที่มีแนวโน้มที่จะมีอุณหภูมิเฉลี่ยสูงขึ้นเรื่อยๆ จึงกำหนดการตั้งค่า load ที่กระทำกับรางเป็น THERMAL\_LOAD\_CURVE เพื่อสร้าง load ของอุณหภูมิ โดยจะให้อุณหภูมิค่อยๆเพิ่มขึ้นจาก 0-200 องศาเซลเซียสภายในเวลา 10 วินาที เพื่อจำลองการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิจนถึงจุดที่เกิดการโก่งคดในสถานการณ์จริง ซึ่งที่อุณหภูมิ 200 องศาเซลเซียสนั้นจะสามารถครอบคลุมพฤติกรรมเกิดการโก่งคดของโครงสร้างทางได้



รูปที่ 8 Thermal load

นอกจากนี้ ในงานวิจัยนี้จะให้ความสนใจที่น้ำหนักของล้อรถไฟที่กระทำกับรางในบริเวณ wheel-rail interface โดยในขณะที่รถไฟกำลังเคลื่อนที่นั้นจะเกิด traction force ซึ่งมีความสัมพันธ์กับความเสียดทานระหว่างล้อรถกับรางรถไฟ ซึ่งความเสียดทานที่เกิดขึ้นนั้นก็มีส่วนทำให้อุณหภูมิของรางสูงขึ้น จึงกำหนดการตั้งค่า load ที่กระทำกับรางเป็น BEAM\_SET เพื่อสร้างชุด load ของล้อรถที่ส่งผลการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ โดยทำการประมาณค่าของน้ำหนักล้อในแนวแกนด้านข้างมีค่า 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อในแกนแนวดิ่ง และไม่คำนึงถึงโมเมนต์ที่อาจเกิดขึ้นจากการประมาณค่านี้

## 3. ผลการดำเนินงานวิจัย

จากการทำ Finite Element Modelling โดยใช้โปรแกรม LS-DYNA เพื่อวิเคราะห์การโก่งคด (Buckling) ของโครงสร้างทางรถไฟ โดยในการวิเคราะห์นั้นได้พิจารณาถึงผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปและศึกษาผลของตัวแปรต่างๆที่ส่งผลกระทบต่อ การโก่งคด

### 3.1 Model Validation

จากการศึกษาหาข้อมูลพบว่า การวิเคราะห์ผลของการโก่งคดในโครงสร้างทางรถไฟในอดีตและผลของการตรวจวัดจากภาคสนามนั้นมีข้อมูลที่จำกัด ซึ่งในอดีตส่วนใหญ่จะวิเคราะห์ผลโดยพิจารณาโครงสร้างทางรถไฟแบบมีชั้นหินโรยทาง ในการทำ Validation ของแบบจำลองนั้น จะ

เปรียบเทียบค่าที่ได้จากการศึกษาในอดีตกับแบบจำลองที่สร้างใหม่ โดยใช้คุณสมบัติ, เงื่อนไข ให้เหมือนกับการวิจัยในอดีต ซึ่งเปรียบเทียบกับงานวิจัยในอดีต 2 งานที่ใช้วิธี analysis solution และเปรียบเทียบกับงานวิจัยในอดีตอีก 2 งานที่ใช้วิธีแบบ finite element analysis (FEA) โดยในงานวิจัยนี้จะเปรียบเทียบเฉพาะ โครงสร้างทางรถไฟชนิดมีหินโรยทางที่เป็นทางตรง และใช้หมอนรองรางคอนกรีต ที่มีค่า Lateral stiffness เท่ากับ 200 N/mm และมีค่า Torsional stiffness เท่ากับ 75 Nm/rad และมีขนาดหน้าตัดของรางเป็น Standard gauge เท่านั้น

จากการศึกษาผลทางการวิจัยที่วิเคราะห์อุณหภูมิที่ทำให้เกิดการโก่งเดาะนั้น โดยวิธีที่ใช้วิเคราะห์คือ analytical solutions ซึ่งวิธีการดังกล่าวจะหาค่าอุณหภูมิการโก่งเดาะจาก Beam theory และ principle of the virtual displacement equation โดยการคำนวณจะมาจาก critical axial force (Prud'Homme and Janin, 1969, Kerr, 1980) ในส่วนงานวิจัยที่วิเคราะห์โดยวิธี finite element analysis นั้น ในการวิจัยได้เป็นการจำลอง model ขึ้นมาโดยใช้รางรถไฟสองรางเป็น Continuous beam และ ใช้ spring ซึ่งเป็นตัวแทนของ stiffness ของ หินโรยทางและระบบ fastening ของรางรถไฟ (Carvalho et al., 2013) ส่วนอีกงานวิจัยนั้นได้ใช้โปรแกรม STRAND7 (Ngamkhanong et al., 2020).

จากตารางที่ 4.1 นั้นแสดงให้เห็นถึงอุณหภูมิที่ทำให้เกิดการโก่งเดาะ โดยเทียบกับงานวิจัยในอดีตและงานวิจัยในปัจจุบัน โดยทำการปรับโมเดลให้เป็น Standard gauge เพื่อใช้ในการ validation ก่อน จากนั้นจึงปรับโมเดลให้เป็น Meter gauge และปรับค่าต่างๆต่อไป

ตารางที่ 4 Buckling temperatures for model validation (°C)

Analytical solution		FEA		Average	This study	Difference
Prud'Homme and Janin, 1969	Kerr, 1980	Carvalho et al. 2013	Ngamkhanong, Wey, and Keawunruen 2020			
57.7	47.8	50.0	53.0	52.1	54.1	3.7

### 3.2 Parametric Study

ในงานวิจัยครั้งนี้ได้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของการโก่งเดาะในโครงสร้างรถไฟขนาด 1 เมตร โดยที่พิจารณาผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปและผลของตัวแปรต่างๆ ซึ่งแบ่งออกเป็นความต้านทานด้านข้าง (Lateral resistance), หน้าตัดของรถไฟ (Rail Section), แรงลากจูง (Traction Force) และรูปร่างการโก่งเดาะ (Buckling shape) เพื่อเปรียบเทียบผลต่อการโก่งเดาะในกรณีต่างๆ

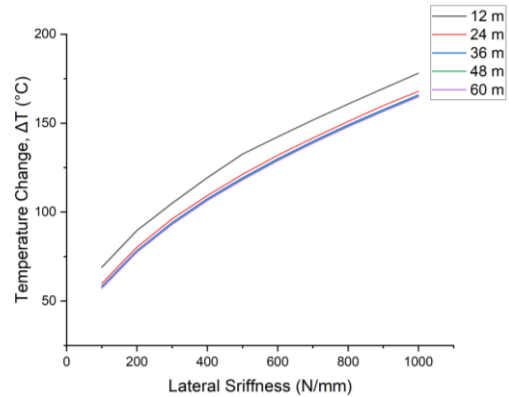
#### 3.2.1 Lateral Resistance

ความต้านทานด้านข้างนั้นสามารถนำเสนอในรูปแบบของความแน่นของหินโรยทาง และ fastener ที่ถูกจำลองให้เป็น Spring Stiffness ในการศึกษาครั้งนี้ได้คำนึงถึงชนิดของหมอนรองทางซึ่งมีผลอย่างมากต่อแรงด้านข้าง โดยในการกำหนดค่าของ Spring Stiffness ของหมอนรองทางชนิดคอนกรีต ได้แก่ 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900 และ 1000 N/mm สำหรับหมอนรองทางชนิดไม้ นั้น ได้มีการกำหนดค่า ได้แก่

60, 120, 180, 240, 300, 360, 420, 480, 540 และ 600 N/mm และในการศึกษานี้ได้ทำการพิจารณาความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง

โดยในมีค่าความยาวที่ใช้ในการศึกษาคือ 12, 24, 36, 48, 60 เมตร

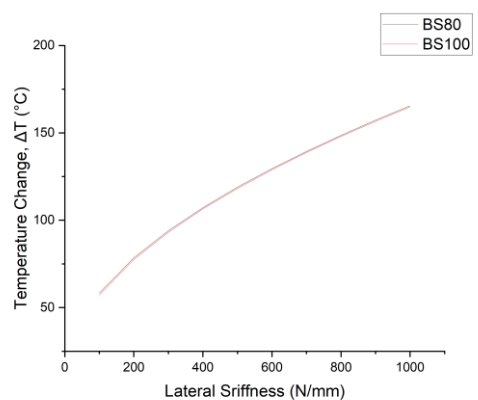
เมื่อนำผลที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM ผ่านโปรแกรม LS-DYNA มาสร้างเป็นกราฟ ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปและ Stiffness ที่แตกต่างกันจะเห็นได้ว่ายิ่งเพิ่ม Lateral Stiffness มากขึ้นส่งผลให้อุณหภูมิที่ทำให้เกิดการโก่งมากขึ้นตามไปด้วย



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแรงของแรงด้านข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS100 หมอนรองทางชนิดคอนกรีตโดยมีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ได้แก่ 12, 24, 36, 48 และ 60 เมตร

#### 3.2.2 Rail Section

เนื่องจากในประเทศไทยนั้นได้มีการใช้รางรถไฟส่วนใหญ่ 2 ชนิด ได้แก่ BS80 และ BS100 ในการศึกษาครั้งนี้ได้ทำการครอบคลุมหน้าตัดของรางรถไฟทั้งสองชนิด โดยเมื่อเปรียบเทียบผลของหน้าตัดทั้งสองชนิดพบว่า สำหรับหมอนรองทางชนิดไม้ ที่มีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ที่ 12 เมตร (รูปที่ 4.2 a) นั้นเห็นได้ชัดกว่า ความยาวอื่นๆ ซึ่งค่าอุณหภูมิที่แตกต่างกันนั้น ต่างกันอยู่ที่ 1.97% และสำหรับค่า 24, 36, 48 60 นั้น ค่าไม่แตกต่างกันมาก โดยอ้างอิงจากรูปแสดงความสัมพันธ์



รูปที่ 10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับ ความแข็งแรงของแรงด้านข้าง (N/mm) ของรางชนิด BS80 และ BS100 และมีหมอนรองทางชนิดคอนกรีตโดยมีความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง ขนาด (a) 12 m. (b) 24 m, (c) 36 m, (d) 48 m และ (e) 60 m

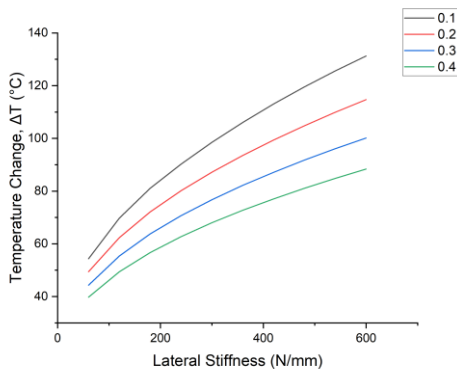
### 3.2.3 Traction Force

ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาผลของแรงลากจูง (Traction Force) ที่เกิดขึ้นจาก Contact Area ของ ล้อและรางรถไฟ โดยได้ศึกษาผลของแรงลากจูงที่เกิดขึ้นในตัวรางมีขนาด 0.1 – 0.4 เท่าของ Wheel Load โดยได้ทำการตั้งสมมติฐานของ Wheel load ไว้ที่ขนาด 10 ตัน โดยในการพิจารณานั้นได้ทำการพิจารณาว่าล้อของรถไฟนั้นได้คร่อมระหว่างกึ่งกลางของรางรถไฟ และกรณีที่สองคือล้อนั้นตกอยู่บนกึ่งกลางรางรถไฟ

โดยสามารถแบ่งกรณีศึกษา ได้เป็นกรณีน้ำหนักรถไฟคร่อมรางรถไฟ และ กรณีน้ำหนักล้อรถไฟอยู่กึ่งกลางสเปน

#### 3.2.3.1 กรณีน้ำหนักจากล้อรถไฟ คร่อมรางรถไฟ

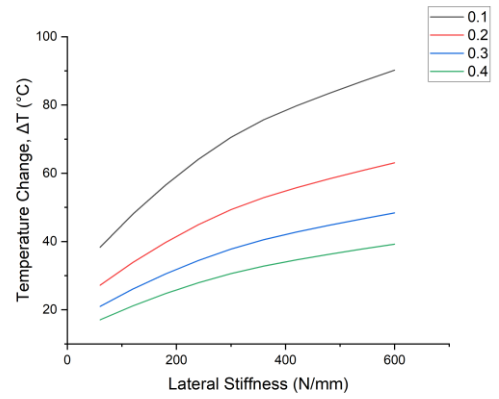
ในการศึกษาได้ศึกษาด้วยแบบจำลองที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างที่ขนาด 12 เมตร โดยจากการศึกษานั้นได้ทำการเพิ่มตัวแปร หน้าตัดของรางทั้งสองชนิดเข้ามาอีกด้วย โดยพบว่า หน้าตัดราง BS80 นั้น มีค่าความต้านทานการโก่งเดาะด้านข้างมากกว่าหน้าตัดราง BS100



รูปที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับความแข็งแรงด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้ และ หน้าตัดราง BS100 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ

#### 3.2.3.2 กรณีน้ำหนักจากล้อรถไฟ ตกอยู่กลางรางรถไฟ

ในการศึกษาได้ศึกษาด้วยแบบจำลองที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างที่ขนาด 12 เมตร โดยจากการศึกษานั้นได้ทำการเพิ่มตัวแปร หน้าตัดของรางทั้งสองชนิดเข้ามาอีกด้วย โดยพบว่า BS80 นั้น มีค่าความต้านทานการโก่งเดาะด้านข้างน้อยกว่า BS100 สำหรับกรณีนี้ ที่ค่า factor แรงลากจูง 0.1 นั้นห่างจาก 0.2 มากกว่าในทุกเคสอย่างเห็นได้ชัด โดยสังเกตได้จากกราฟแสดงความสัมพันธ์ โดยเมื่อเปรียบเทียบกับ พบว่าที่ 0.1 กับ 0.2 แตกต่างกัน 43% และที่ 0.2 กับ 0.3 แตกต่างกัน 23 % แต่สำหรับกรณี A นั้น ที่ 0.1 และ 0.2 แตกต่างกัน 22.46% และ 0.2 กับ 0.3 แตกต่างกัน 15.8 %



รูปที่ 12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป (°C) กับความแข็งแรงด้านข้างที่ 60 - 600 N/mm ของหมอนรองทางประเภทไม้ และหน้าตัดราง BS80 โดยมีค่าแรงลากจูงตั้งแต่ 0.1-0.4 เท่าของน้ำหนักล้อ

## 4. บทสรุป

การวิเคราะห์ผลของการโก่งเดาะของโครงสร้างทางรถไฟขนาด 1 เมตร ซึ่งพิจารณาผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป โดยวิเคราะห์โครงสร้างทางรถไฟชนิดมีชั้นหินโรยทาง โดยศึกษาผลของตัวแปรต่างๆที่ส่งผลต่อการเกิดการโก่งเดาะของโครงสร้างทางรถไฟ ได้แก่ ความต้านทานด้านข้าง (Lateral resistance), หน้าตัดของรางรถไฟ (Rail Section) ,แรงลากจูง (Traction Force) และรูปร่างการโก่งเดาะ (Buckling shape) ซึ่งอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปนั้นสามารถหาได้จากการพิจารณาแรงตามแนวแกน

จากการศึกษาผลของความต้านทานด้านข้าง (Lateral resistance) ที่ขนาด 60 – 600 N/mm สำหรับหมอนรองไม้ และ 100 – 1,000 N/mm สำหรับหมอนรองคอนกรีต พบว่าเมื่อความต้านทานด้านข้างมีค่าสูงขึ้น จะทำให้โครงสร้างทางรถไฟมีอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปสูงขึ้นนั้นคือ สามารถต้านทานการเกิดการโก่งเดาะได้มากขึ้น

สำหรับหน้าตัดของรางรถไฟ (Rail Section) ที่ได้ศึกษาหน้าตัดขนาด BS80 และ BS100 พบว่าทั้งสองหน้าตัดนั้นมีความสามารถในการเกิดการโก่งเดาะได้ใกล้เคียงกัน และเมื่อพิจารณาที่ความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างจะเห็นว่า ที่ความยาว 12 เมตรมีค่าของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปสูงที่สุด และเมื่อความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างเพิ่มขึ้นก็จะสามารถต้านทานการเกิดการโก่งเดาะได้ลดลง นอกจากนี้เมื่อพิจารณาชนิดของหมอนรองรางจะพบว่า หมอนรองคอนกรีตจะมีค่าของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปสูงกว่าหมอนรองไม้ประมาณ 21%

ในส่วนของแรงลากจูง (Traction Force) พบว่าในกรณีที่น้ำหนักของล้อกระทำที่กึ่งกลางของรางช่วงปราศจากการยึดรั้งด้านข้างมีความเสี่ยงเกิดการโก่งเดาะในรางรถไฟมากกว่ากรณีที่น้ำหนักของล้อกระทำคร่อมรางรถไฟ และในกรณีที่พิจารณาแรงลากจูงจะมีความเสี่ยงที่จะเกิดการโก่งเดาะมากกว่ากรณีที่ไม่มีพิจารณาผลของแรงลากจูง

ในการศึกษารูปร่างของการโก่งเดาะนั้นพบว่า เมื่อความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างเพิ่มขึ้น รูปร่างการโก่งเดาะของรางก็เพิ่มขึ้นเช่นกัน และที่ความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างเดียวกัน เมื่อค่า lateral stiffness เพิ่มขึ้นรูปร่างของการโก่งเดาะก็จะเพิ่มขึ้นเช่นกัน

นอกจากนี้ จะเห็นได้ว่าเมื่อความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างเพิ่มขึ้น จาก 12 เมตรเป็น 24 เมตร รูปร่างของการโก่งเดาะจะมีการเปลี่ยนแปลงมากที่สุดเมื่อเทียบกับความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้างค่าอื่นๆ และเมื่อพิจารณาผลของแรงลากจูงจะเห็นว่ารูปร่างของการโก่งเดาะเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย

จากการศึกษาผลของทั้ง 4 ตัวแปร ของโครงสร้างทางรถไฟ ของโครงสร้างทางรถไฟที่ใช้ หมอนรองรางไม้ มี Lateral stiffness 60 N/mm ใช้หน้าตัด BS80 และพิจารณาแรงลากจูงโดยใส่น้ำหนักของล้อกระทำที่กึ่งกลางช่วงความยาวที่ปราศจากการยึดรั้งด้านข้าง จะพบว่ารางรถไฟสามารถต้านทานอุณหภูมิได้ 17.08 °C โดยเมื่อแปลงเป็นอุณหภูมิบนรางรถไฟจะมีค่า 44.08 °C ทำให้สามารถสรุปแนวทางการป้องกันการเกิดการโก่งเดาะได้โดยเพิ่มขึ้นหินด้านข้าง หรือเพิ่มขนาดรางรถไฟให้มีขนาดใหญ่ขึ้น และกำหนดช่วงปราศจากการยึดรั้งที่เหมาะสม รวมทั้งเลือกใช้หมอนรองรางคอนกรีตแทนหมอนรองรางไม้ เพื่อช่วยเพิ่มการต้านทานของอุณหภูมิของโครงสร้างทางรถไฟ นอกจากนี้ การลดความเร็วของรถไฟ ในช่วงที่มีอุณหภูมิสูงเพื่อลดผลจากแรงลากจูงก็จะช่วยให้รางรถไฟสามารถต้านทานอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปได้สูงขึ้นอีกด้วย

ผลจากการวิจัยนี้จะช่วยให้วิศวกรระบบรางเข้าใจพฤติกรรมของรางรถไฟในการเกิดการโก่งเดาะได้มากขึ้น และสร้างความตระหนักรู้ในการตรวจสอบและบำรุงรางรถไฟให้ใช้งานได้อย่างปลอดภัย

#### กิตติกรรมประกาศ

ปริญญานิพนธ์นี้สำเร็จลงได้ด้วยความรู้ความกรุณาจากอาจารย์ที่ปรึกษา อาจารย์ ดร.ชยุตม์ งามขนิง ที่ให้คำปรึกษาและชี้แนะทางการแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นในการปริญญานิพนธ์นี้ ตลอดจนให้ความรู้และอบรมสั่งสอนจนบรรลุเป้าหมายที่ตั้งใจไว้ด้วยดีทุกประการ

ขอกราบขอบคุณพระบิดา มารดาและคนในครอบครัวที่คอยให้กำลังใจและช่วยเหลือ รวมถึงบุคคลอื่นๆ ที่ไม่ได้กล่าวนามที่มีส่วนช่วยในปริญญานิพนธ์นี้ได้สำเร็จไปได้ด้วยดี คณะผู้จัดทำขอขอบคุณไว้ ณ ที่นี้

สำหรับคุณประโยชน์อันพึงเกิดจากปริญญานิพนธ์นี้ ขอมอบให้แก่คณาจารย์ที่เคารพทุกท่าน ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ซึ่งเป็นสถานที่ให้ความรู้และประสบการณ์ในการทำปริญญานิพนธ์ฉบับนี้

#### เอกสารอ้างอิง

[1] Carvalho, J., Delgado, J., Calcada, C., Delgado, R. (2013). A new methodology for evaluating the safe temperature in continuous welded rail tracks. *Int. J. Struct. Stab. Dyn*, 13, 1350016

[2] Kim, Y. H. (2010). Technical trend analysis of railway policy and railway operation. *Proceedings of the KSR Conference*, 2010, 1171-1176.

[3] Janin, G., Prud'homme, M.A. (1969). The stability of tracks laid with long welded rails. *Int. Rail*, 46, 459-487.

[4] Ngamkhanong, C., Wey, C. M., & Kaewunruen, S. (2020). Buckling Analysis of Interspersed Railway Tracks. *Applied Sciences*, 10(9), 3390.

[5] Ngamkhanong, C., Kaewunruen, S., & Baniotopoulos, C. (2021). Nonlinear buckling instabilities of interspersed railway tracks. *Computers and Structures*, 249, 106516

[6] Ngamkhanong, C., Kaewunruen, S., & Baniotopoulos, C. (2021). Influences of ballast degradation on railway track buckling. *Engineering Failure Analysis*, 122, 105252

[7] Ngamkhanong, C., Kaewunruen, S., & Baniotopoulos, C. (2021). Thermal buckling behaviour of degraded railway tracks. *VCDRR2021*, 148

[8] Ngamkhanong, C., Feng, B., Tutumluer, E., H Hashash, Y. M.A., Kaewunruen, S. (2021). Evaluation of lateral stability of railway tracks due to ballast degradation. *Construction and Building Materials*, 278, 122342

[9] Oslakovic IS, Maat HWT, Hartmann A, Dewulf G. (2013) Risk assessment of climate change impacts on railway infrastructure, 2013

[10] Palin, E. J., Oslakovic, I. S., Gavin, k., Quinn, A. (2021) Implications of climate change for railway infrastructure. *Wiley interdisciplinary reviews: Climate Change*,12(5)

[11] Quinn, A.D., Jack, A., Hodgkinson, S., Ferranti, E.J.S., Beckford, J., Dora, J. (2017). *RAIL ADAPT Adapting the Railway for the Future*; International Union of Railways (UIC): Paris, France, 2017

[12] Yang, G., Bradford, M.A. (2016). Thermal-induced buckling and postbuckling analysis of continuous railway tracks. *Int. J. Solids Struct*, 97-98, 637-649.

[13] Zakeri, J.A., Esmaeili, M., Kasraei, A., Bakhtiari, A. (2014) A numerical investigation on the lateral resistance of frictional sleepers in ballasted railway tracks. *Rail Rapid Transit*, 230, 440-449

[14] Tulika Bose, Eyal Levenberg and Varvara Zania (2018) Analyzing Track Responses to train braking

[15] Jay Srivastava, Prabir Sarka, Vinyak Ranjan (2016) Effects of thermal load on wheel-rail contacts: A Review

[16] Attapon . (2018) techniques in railway Construction in ballasted track, *Fundamental of railway track engineer* (2018)

[17] Atima, Saksid, Madison, Ella, Thanakorn, Suthirat, Yos. 2023. Greenhouse Gas and Public Health Services. 2 Feb 2023.